

République Algérienne Démocratique et Populaire

Université SAAD DAHLAB Blida-1-

Faculté de Technologie

Département des sciences de l'eau et environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière : Hydraulique

Spécialité : **Ressources Hydrauliques**

**Thème : Etude du système de transfert des eaux de barrage
Kef Eddir vers réservoir Damous (Wilaya de Tipaza)**

Présenté par

- DEBBAH Idris
- KHELOUF Mohamed El Khalil

Devant le jury composé de :

-M^r.Djelfi MAAMAR

Président

-M^{me}.Bouzouidja SOUAD

Examinatrice

-M^r.FILLALI BELKASEM

Promoteur

Promotion 2021-2022

∞ Dédicace ∞

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

- + A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*
- + Mon Entraîneur LAISSANI Amine et son ami le directeur BOULAFAT Hichem*
- + Mes frères. Et mes petits sœurs Ferial, Asmaa et leur Famille*
- + Tous mes chers amis et tous membres de l'équipe ORB*
- + A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.*

Idris

Remerciement

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.

Je remercie mon promoteur : M^r FILLALI Belkacem et je remercié fortement L'ingénieur CHAKALL Ibrahim et tous le groupe d'ingénieur de COSIDER (Abdelmadjid, Abdelkrim , Moussa , Omar , Youssef , Ramadan , Abir) et Ami Saïd de l'ANBT de Damous de m'avoir aidés et orientés par Leurs conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

- + Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
- + Le corps d'enseignants et les étudiants de département SEE.*
- + Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص :

في هذه العمل قمنا بدراسة نظام نقل المياه من سد كف ادير الى خزان الداموس بولاية تيبازة.
في البداية قمنا بتقدير الاحتياجات المائية لولاية تيبازة، ثم انتقلنا إلى دراسة إمدادات قسم داموس وتحديد حجم محطات الضخ.
واخيرا انهينا هذا العمل بدراسة نظام الحماية وتأمين انابيب القسم المدروس
المفردات الاساسية: تقريب، داموس ، تحويل، محطات الضخ

RESUME

Dans cette étude, nous intéressons au système de transfert d'eau à partir du barrage Kef Eddir vers réservoir Damous wilaya de Tipaza

Tout d'abord, on a fait l'estimation de besoins en eau de la wilaya de Tipaza, après en passe à l'étude d'adduction du tronçon Damous et le dimensionnement des stations du pompage.

Enfin, on a complété par le système de la protection et sécurisation des canalisations du tronçon étudié

Mots clés : Adduction, Damous , stations du pompage, Transfert.

ABSTRACT

In this study, we are interested in the water transfer system from the Kef Eddir dam to the Damous reservoir, wilaya of Tipaza

First of all, we made the estimate of water needs of the wilaya of Tipaza , after moving on to the supply study of the Damous section and the sizing of the pumping stations.

Finally, we have completed the system of protection and securing of the pipes of the section studied.

Keywords: Adduction, Damous, Transfer, Pumping stations

➤ Liste des tableaux

-Tableau I.1 : Volume de la retenue et surface en fonction du niveau d'eau.....	5
-Tableau I.2: Classification des ouvrages selon leur importance.....	8
-Tableau II-1 : Calcul prévisionnel du nombre d'habitants pour différents horizons.....	9
-Tableau II-2 : Evolution des dotations unitaires domestiques en L/jour/hab.....	10
-Tableau II-3 : Facteur de majoration affecté à chaque type d'agglomération.....	11
-Tableau II-4 Evolution de la dotation unitaire.....	11
-Tableau II-5 : Les rations d'un réseau selon le P.N.E.....	12
-Tableau II-6 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Damous.....	14
-Tableau II-7 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Larhat.....	14
-Tableau II-8 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Aghbal.....	15
-Tableau II-9 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Gouraya.....	15
-Tableau II-10 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Cherchell.....	16
-Tableau II-11 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Hadjrat Elnous....	16
-Tableau II-12 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Messelmoune.....	17
-Tableau II-13 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi Ghiles.....	17
-Tableau II-14 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi semiane.....	18
-Tableau II-15 : Besoins en eau des ZET.....	19
-Tableau II-16 : Répartition des débits de projet à long terme.....	20
-Tableau III-1 : RECAP LIGNE 01+LIGNE 02 LOT -A-.....	31
-Tableau III.1 : Résultats de calcul du tronçon SP1-SP2.....	34
-Tableau III.2: Résultats de calcul du tronçon SP2-R1.....	35
-Tableau IV-1 : Données descriptives du système du pompage du branche Damous.....	42
-Tableau IV-2 : Résultats des calculs.....	43
-Tableau IV-3 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	45
-Tableau IV-4 : Caractéristiques des Bâches de reprise.....	46

➤ Liste des figures

-Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude [Google Earth].....	2
-Figure I-2: barrage Kef Eddir -Damous – (Tipaza).....	3
-Figure I-3 : Courbe d’emmagasinement du barrage Kef-Eddir.....	6
-Figure I-4 : Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99/APRES ADDENDA...7	
-Figure III-1 : Lot -A-.....	24
-Figure III-2 : Les Caractéristiques des conduites en Acier utilisé en Projet.....	28
-Figure III-3 : Conduites en Acier (photo par Khalil le 26.05.2022).....	29
-Figure III-4 : Conduites en Acier (photo par Khalil le 26.05.2022).....	29
-Figure IV-1 : Pompe centrifuge : coupes schématiques.....	37
-Figure IV-2 : La courbe caractéristique d’une pompe centrifuge.....	38
-Figure IV-3 : Détermination du point de fonctionnement : dépression à l’aspiration.....	41
-Figure IV-4 : Détermination du point de fonctionnement : charge.....	42
-Figure IV-5 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	44
-Figure IV-6 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	45

➤ **Liste des abréviations**

- NGA : Niveau d'ingénieur
- NRN : Niveau de retenue normale
- PHE : Niveau de la retenue maximum
- ZET : Zones d'expansion touristique
- P.N. E : Plan Nationale d'Eau
- Ra : Rendement du réseau d'adduction
- Rd : Rendement de distribution
- PFA : Pression de fonctionnement admissible
- PMA : Pression maximale admissible
- PEA : Pression d'épreuve admissible
- Pep : pressions d'épreuve
- PMS : Pression Maximale de Service
- LOT -A- : ligne 1+ligne 2 du transfert
- SP1 : Station de pompage 01
- SP2 : Station de pompage 02
- R1 : Réservoir Damous
- Hmt : Hauteur manométrique total
- Hr : La hauteur géométrique de refoulement
- Ha : La hauteur géométrique d'aspiration
- SP1 Bâche d'eau de station de pompage 01
- SP2 : Bâche d'eau de station de pompage 02
- [ML] : Mètre Linéaire

INTRODUCTION GENERALE

L'altération de l'environnement naturel, notamment les ressources hydrauliques. En Algérie, le transfert des eaux est une des importantes méthodes de satisfaire de la demande en eau.

Ces transferts ont été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation des exigences touristiques et même dans certains cas pour la prévention des inondations et incendies.

De nos jours, la raison principale qui motive la réalisation d'un transfert est l'assurance de la sécurité en eau.

De nos jours, la raison principale qui motive la réalisation d'un transfert est l'assurance de la sécurité en eau. Une ressource limitée dans le temps et dans l'espace, souvent répartie inégalement et excentrée par rapport aux pôles de demande est souvent source de conflits. L'utilisation très équitable des ressources en eau est un principe moral.

Les transferts contribuent à établir un équilibre entre les besoins au sein des bassins déficitaires et les ressources des bassins excédentaires.

Dans ce sens, il a été prévu un système de transfert d'eau dans la région de Tipaza à partir du barrage Kef Eddir.

La présente mémoire portera sur l'étude du système de transfert du barrage Kef Eddir vers la wilaya de Tipaza.

Pour améliorer l'alimentation en eau potable pour toute la wilaya étudiée et ainsi consolider le développement social et économique de toute la région.

Un dimensionnement des conduites viendra compléter par la suite le tracé en vue de leur choix.

On va traiter cinq chapitres comme suit :

- I- La présentation de la zone d'étude.
- II- Estimation des besoins en eau potable.
- III- L'étude d'adduction.
- IV- Dimensionnement des stations de pompage.
- V- Protection et sécurisation des canalisations.

On termine notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1 Introduction

Ce chapitre est un aperçu général de la zone d'étude où nous allons présenter le barrage de Kef-Eddir utilisé comme point de production, ensuite mentionner sa situation géographique et ses caractéristiques spécifiques.

I-2 Description générale de l'aménagement [1]

I-2-1 Emplacement [1]

Le barrage Kef Eddir est situé à l'ouest de la ville d'Alger sur l'Oued Damous, à environ 8 km au sud de la ville homonyme et près du village Ben Mileuk dans la wilaya de Tipaza. Le site du barrage est accessible à partir du chemin de wilaya CW-24. Le bassin versant de l'oued Damous fait partie de la zone hydrographique 03 de la classification hydrographique de l'Algérie. Tenant compte de la position de l'axe du barrage de Kef Eddir, le bassin versant de l'oued Damous, couvre une superficie de 490 km².



Figure I-1 : Situation géographique de la zone d'étude [Google Earth]

I-2-2 L'aménagement de Kef Eddir [1]

L'aménagement de Kef Eddir est composé d'un barrage en terre zoné, d'un évacuateur de crues, d'une vidange de fond, d'une tour de prise et d'une galerie d'injection et de drainage. Le barrage de Kef-Eddir est destiné à satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation de l'immense vallée agricole constituée par le croissant fertile des vallées de Damous, Larhat, de la bande agricole côtière de Gouraya, d'Oued Sebt et de Messelmoune. Le volume que régularise annuellement le barrage est de 57,4 hm³. La réserve alimentera toute la région et les wilayas environnantes avec plus de 21 millions de mètres cubes/ an pour les besoins de consommation en eau potable et 17 millions de mètres cubes/an pour les besoins touristiques et ceux de l'agriculture dans la wilaya de Tipaza.



Figure I-2: barrage Kef Eddir -Damous – (Tipaza) [Ref : Cosider]

I-2-3 Rappel des principales données [1]

Les données requises pour l'exploitation du barrage Kef Eddir, sont celles qui ont rapport avec l'hydrologie, la régularisation et le barrage.

I-2-3-1 Données hydrologiques [1]

Surface totale du bassin versant	490 km ²
Densité de drainage du barrage Kef Eddir	2,18 km/ km ²
Longueur du Thalweg principal	43 km
Pente globale du bassin	2%
Altitude moyenne	395 m
Module pluviométrique annuel	645 mm
Module de l'apport annuel	71,2 hm ³
Évaporation moyenne annuelle	1 282 mm
Transport annuel des sédiments	0,60 Hm ³

I-2-3-2 Données de régularisation [1]

Les caractéristiques du réservoir se présentent comme suit :

Niveau de retenue normale (NRN) :	111,25 m NGA
Niveau de la retenue maximum (PHE) :	116,0 m
Capacité au NRN (111,25 m NGA) à la mise en exploitation :	125 Hm ³
Relation niveau / capacité / surface : Voir relations de la Figure 1.3 en annexe. Réserve morte :	30 Hm ³
Capacité utile :	95 Hm

I-2-3-3 Données de base sur le barrage [1]

Type : Barrage en terre zoné avec noyau argileux, recharges en tout venant alluvionnaire et protection en enrochements calcaire

But : Irrigation et Adduction d'Eau Potable

Année de mise en exploitation :	2016
Situation :	Damous, Wilaya de Tipaza
Cours d'eau :	Oued Damous
Ville la plus proche :	Damous
Géométrie du barrage :	Trapézoïdale
Longueur de la crête (y compris le déversoir) :	478,00 m
Pente amont :	3 H pour 1 V
Pente aval :	2,6 H pour 1 V

Tableau I-1 : Volume de la retenue et surface en fonction du niveau d'eau [1]

Niveau (m)	Aire (km ²)	Volume (10 ⁶ m ³)	Niveau (m)	Aire (km ²)	Volume (10 ⁶ m ³)	Niveau (m)	Aire (km ²)	Volume (10 ⁶ m ³)
87.40	2.33	30.98	95.75	3.42	55.23	104.25	4.89	88.51
87.50	2.34	31.18	96.00	3.45	56.06	104.50	4.95	89.64
87.75	2.38	31.67	96.25	3.48	56.89	104.75	5.00	90.76
88.00	2.41	32.16	96.50	3.51	57.72	105.00	5.06	91.89
88.25	2.45	32.66	96.75	3.54	58.55	105.25	5.10	93.26
88.50	2.48	33.15	97.00	3.58	59.39	105.50	5.14	94.63
88.75	2.52	33.64	97.25	3.61	60.22	105.75	5.18	96.00
89.00	2.56	34.14	97.50	3.64	61.05	106.00	5.23	97.36
89.25	2.59	34.63	97.75	3.67	61.88	106.25	5.27	98.73
89.50	2.63	35.12	98.00	3.70	62.71	106.50	5.31	100.10
89.75	2.66	35.62	98.25	3.73	63.54	106.75	5.35	101.47
90.00	2.70	36.11	98.50	3.76	64.37	107.00	5.39	102.84
90.25	2.73	36.94	98.75	3.79	65.20	107.25	5.43	104.21
90.50	2.76	37.77	99.00	3.83	66.04	107.50	5.48	105.58
90.75	2.79	38.60	99.25	3.86	66.87	107.75	5.52	106.94
91.00	2.83	39.44	99.50	3.89	67.70	108.00	5.56	108.31
91.25	2.86	40.27	99.75	3.92	68.53	108.25	5.60	109.68
91.50	2.89	41.10	100.00	3.95	69.36	108.50	5.64	111.05
91.75	2.92	41.93	100.25	4.01	70.49	108.75	5.68	112.42
92.00	2.95	42.76	100.50	4.06	71.61	109.00	5.72	113.79
92.25	2.98	43.59	100.75	4.12	72.74	109.25	5.77	115.15
92.50	3.01	44.42	101.00	4.17	73.87	109.50	5.81	116.52
92.75	3.04	45.25	101.25	4.23	74.99	109.75	5.85	117.89
93.00	3.08	46.09	101.50	4.28	76.12	110.00	5.89	119.26
93.25	3.11	46.92	101.75	4.34	77.25	110.25	5.93	120.84
93.50	3.14	47.75	102.00	4.39	78.37	110.50	5.98	122.42
93.75	3.17	48.58	102.25	4.45	79.50	110.75	6.02	124.00
94.00	3.20	49.41	102.50	4.51	80.63	111.00	6.06	125.59
94.25	3.23	50.24	102.75	4.56	81.75	111.25	6.11	127.17
94.50	3.26	51.07	103.00	4.62	82.88	111.50	6.15	128.75
94.75	3.29	51.90	103.25	4.67	84.00			
95.00	3.33	52.74	103.50	4.73	85.13			
95.25	3.36	53.57	103.75	4.78	86.26			

95.50	3.39	54.40	104.00	4.84	87.38			
-------	------	-------	--------	------	-------	--	--	--

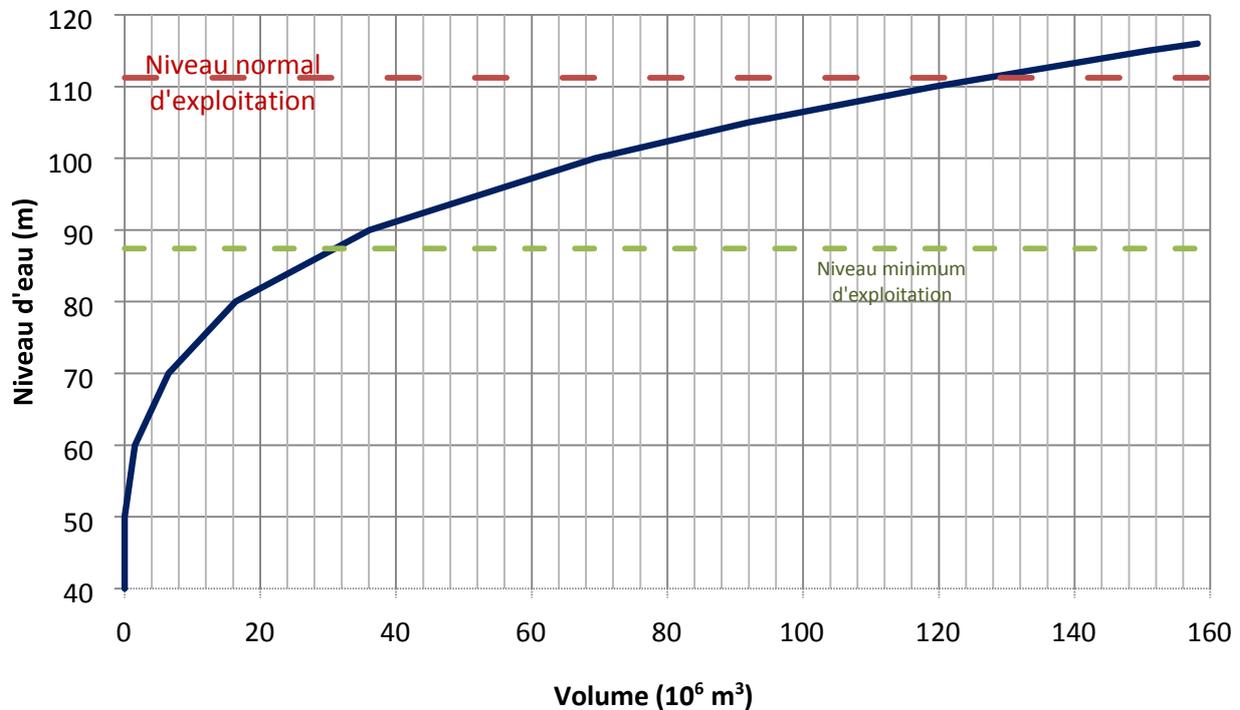


Figure I-3 : Courbe d'emménagement du barrage Kef-Eddir [1]

I-3 Présentation de la ville de Tipaza [2]

I-3-1 Situation géographique [2]

Tipaza est une ville algérienne côtière et la commune chef-lieu de la wilaya de Tipaza, située à 50 km à l'ouest d'Alger. Tipaza est à l'origine une fondation punique en Afrique du Nord. Comme toutes les villes du bassin méditerranéen. La présence de la Mer donne un paysage particulier et un intérêt touristique.

La wilaya de Tipaza se situe au Nord du tell central. Elle est limitée géographiquement par:

- ✓ La mer Méditerranée au Nord;
- ✓ La Wilaya de Chlef à l'Ouest;
- ✓ La Wilaya d'Ain Defla au Sud-ouest;
- ✓ La Wilaya de Blida au Sud;
- ✓ La Wilaya d'Alger à l'Est.

I-3-2 Relief [2]

Le territoire de la Wilaya de Tipasa couvre une superficie de 1707 km² qui se répartit en

- ✓ Montagnes : 336 km² ;
- ✓ Collines et piémonts : 577 km² ;
- ✓ Plaines : 611 km²;

✓ Autres : 183 km².

Au Nord-Ouest de la Wilaya, la chaîne de montagnes comprenant l'Atlas Blidéen laisse la place à deux importants ensembles :

- ✓ Les Monts du Dahra et du Zaccar ;
- ✓ Les Monts du Chenoua.

Au Nord-Est, la Mitidja s'étend essentiellement sur la wilaya de Blida et se trouve limitée au niveau de la wilaya de Tipaza par le bourrelet constitué par le Sahel (Altitude Moyenne 230 m). Au Nord du Sahel, un cordon littoral présente un rétrécissement et une élévation graduelle d'Est en Ouest jusqu'à disparition par endroits à Tipasa et dans les Daïras de Cherchell et Sidi Amar, où le relief très accidenté autour du mont du Chenoua présente des escarpements importants en bordure de la mer. Compte tenu de sa position géographique, la Wilaya de Tipaza dispose d'un réseau hydraulique relativement important, d'Est en Ouest, nous rencontrons: Oued Mazafran; Oued El Hachem; Oued Djer et Oued Damous.

I-3-3 Situation climatologique [2]

I-3-3-1 Température

L'aire de l'étude est une zone côtière, la température mensuelle moyenne est variée entre 13,07 °C et 27,13°C. Les mois les plus chauds correspondant à juillet et août, les températures moyennes varient de 25°C à 27°C, les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février, la moyenne inférieure à 15°C.

I-3-3-2 Climat

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen entre subaride et humide, avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne 675 mm/an.

I-3-3-3 Sismicité

Une zone sismique actualisée a été établie par le Règlement Parasismique Algérien qui a touché la région de Boumerdes et ses environs. Dans cette nouvelle classification, notre zone d'étude se situe dans la zone sismique 3 (sismicité élevée).

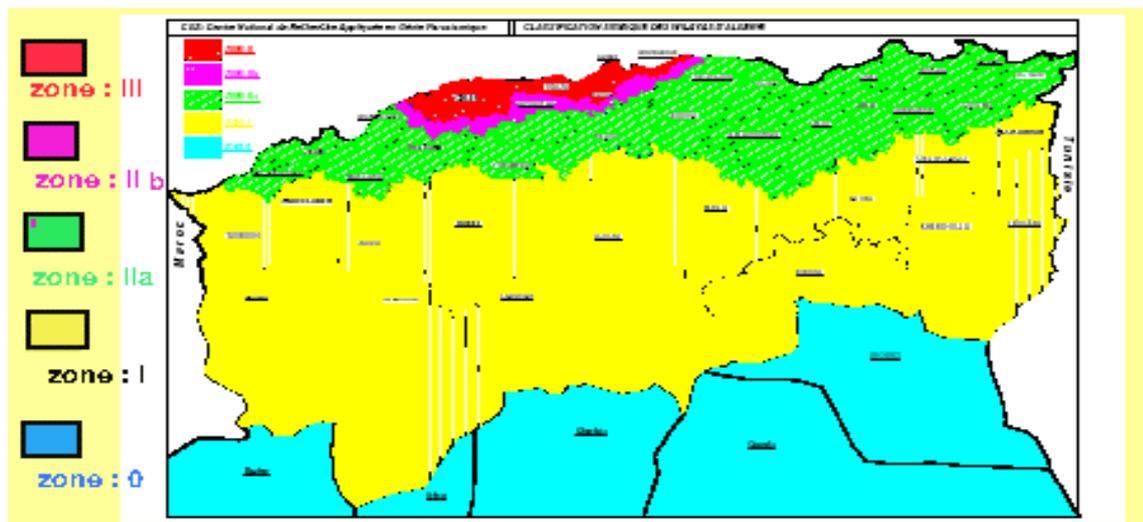


Figure I-4: Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99/APRES ADDENDA
Tableau I-2 : Classification des ouvrages selon leur importance [2]

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants: Habitations-Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance : Hangars

I-3-4 Ressources en eau [2]

La zone est actuellement mal desservie en eau potable, les ressources exploitées sont les nappes souterraines, les eaux superficielles.

Les ressources souterraines sont exploitées :

- ✓ Nappe de la Mitidja, champ captant (Koléa, Berbessa, Tektaka) ;
- ✓ Nappe de l'oued Nador ;
- ✓ Nappe du littoral du Sahel.

Les ressources superficielles sont mobilisées par :

- ✓ Le barrage Boukerdane ;
- ✓ La prise sur l'oued Nador qui refoule en hiver dans le lac du barrage Boukerdane.

I-4 Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, climatique, géologie et sismicité. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable [3]

II-1 Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des différents types d'agglomérations jusqu'à l'horizon 2055, pour cela on doit évaluer la population tout en tenant en compte de l'accroissement de la consommation conformément aux recommandations du Plan National de l'eau (P.N.E de 2010) due essentiellement.

Sachant que la dotation unitaire de consommation de l'eau varie en fonction de la typologie de l'agglomération, il est dans ce cas nécessaire de recenser toutes les catégories de consommateurs touchés par le projet.

II-2 Evaluation de La population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu en tenant compte de la croissance démographique et évolution de la population dans le temps.

Pour la détermination de l'accroissement de la population à différents horizons, nous avons utilisé la relation des accroissements géométriques, qui s'exprime comme suit :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

P_n – Population à l'horizon considéré ;

P_0 – population à l'année de référence ;

τ – taux d'accroissement. En %

n – nombre d'années séparant deux horizons

II-2-1 Taux d'accroissement τ

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il est dû aux naissances et décès ainsi qu'au phénomène d'émigration et d'immigration enregistré pendant une période donnée.

II-2-2 Estimation de la population à horizon future

Tableau II-1 – Calcul prévisionnel du nombre d'habitants pour différents horizons

Commune	Horizon									
	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
Damous	17111	19277	22817	22817	24580	26479	28528	30732	33107	35530
Larhat	7359	7829	8518	9267	9983	10754	11585	12477	13437	14440
Aghbal	7122	7507	8167	8885	9572	10312	11109	11964	12885	13805
Gouraya	20145	22534	24515	26671	28733	30953	33345	35912	38677	41457
Cherchell	48056	53924	58666	63825	68758	74072	79797	85941	92558	99205

Sidi Ghiles	15282	17366	18893	20555	22143	23855	25698	27676	29807	31968
Messelmoune	7564	8391	9050	9846	10607	11427	12310	13257	14278	15303
Sidi semiane	2930	3087	3359	3654	3937	4241	4569	4920	5299	5684
Hadjret Ennous	2150	2494	2714	2952	3180	3426	3691	3975	4281	4593

II-3 Estimation des besoins de consommation

Par définition c'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène, etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend de la dimension de l'agglomération et de son niveau de vie.

II-3-1 Evolution de la dotation

II-3-1-1 La dotation unitaire domestique

Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur

D'après les recommandations annoncées dans le plan national de l'eau établi en 2010 (PNE 2010) les dotations nettes en l/J/hab. établies jusqu'à l'horizon 2040, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II-2 - Evolution des dotations unitaires domestiques en L/jour/hab.

typologie agglomération	Horizon									
	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
Urbain	80	85	90	100	110	121	133	147	161	176
Semi urbain	80	80	85	90	100	110	121	133	147	161
Semi rural	75	80	85	90	100	110	121	133	147	161

II-3-1-2 Facteur de majoration

Les besoins administratifs des commerces et de l'artisanat et petites industries sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, ce coefficient de majoration spécifique à chaque catégorie d'usage.

Tableau II-3 – Facteur de majoration affecté à chaque type d’agglomération

	Damous	Larhat	Aghbal	Gouraya	Cherchell	Sidi Ghiles	Messelmoune	Sidi semiane	Hadjret Ennous
typologie agglomération	Urbain	Semi urbain	Semi urbain	Urbain	Urbain	Semi urbain	Semi urbain	Semi rural	Semi rural
Facteur de majoration (%)	40	35	35	40	40	35	35	25	25

II-3-1-3 Evolution de la dotation nette

Tableau II-4 – Evolution de la dotation unitaire

typologie agglomération	Horizon									
	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
Urbain	112	119	126	140	154	169,4	186,2	205,8	225,4	246,2
Semi urbain	108	108	114,75	140	154	169,4	186,2	205,8	225,4	246,2
Semi rural	93.75	100	106,25	112,5	125	137,5	151,25	166,25	183,75	201,(

II- 4 Les différents ratios utilisés en AEP

Comme tous les ratios, le rendement est calculé sur la base des résultats d’enquêtes et de campagne de mesures. Exprimé en pourcentage, le rendement correspond au rapport entre les volumes relevés et les volumes mis en distribution. Les fuites observées concernent aussi bien la partie adduction que la partie distribution identifiée par des rendements spécifiques à savoir le rendement d’adduction noté Ra et le rendement de distribution noté Rd. Le produit des deux types de rendement correspond au rendement global noté Rg. L’usage séparé de chacun des rendements permet de quantifier la part des fuites occasionnée dans chaque partie du réseau : partie adduction et partie distribution pour prévoir un rééquilibrage depuis le prélèvement de la source jusqu’au consommateur. A titre indicatif le Rendement global permet de prévoir le surplus à prélever du point source, le rendement d’adduction permet d’ajuster le débit de pointe journalier et enfin le rendement de distribution permet de déduire le débit de pointe horaire.

II-4-1 Rendement du réseau d'adduction Ra

L'hypothèse tendancielle du PNE, retenue ici, prend en compte un effort limité mais régulier de maîtrise des fuites jusqu'à de 2055 (source PNE).

II-4-2 Rendement de distribution Rd

Le rendement des ouvrages d'adduction et de traitement correspond au volume total prélevé sur la ressource noté V_{prod} sur le volume mis en distribution en tête du réseau de distribution.

Le P.N.E. retient un rendement moyen global d'adduction et de traitement de 90 %, constant jusqu'à l'horizon 2055.

On pourrait déduire à partir de ces deux types de rendement le rendement global R_g . Il est à noter que chacun des trois rendements est spécifique pour un calcul bien déterminé.

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II-5 : Les ratios d'un réseau selon le P.N.E.

HORIZON	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
Rendement de distribution Rd(%)	60	65	70	75	80	85	90	95
Rendement d'adduction Ra (%)	90	90	90	90	90	90	90	90
Rendement global R_g (%)	54	59	63	68	72	77	81	86

II- 5 Coefficient de pointe journalier k_p^j

Le coefficient de pointe journalier exprime le retour de façon cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine ; Les pointes des consommations se situent aux jours des grandes lessives et des repos hebdomadaires. Le coefficient de pointe journalier est indépendant de la saison. Il varie entre 1.1 et 1.3.

II-6 Besoins moyen journalier

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en m^3/j .

$$Q_m^j = \frac{Dot \times pop}{1000}$$

Q_m^j : Débit moyenne journalier en m^3/j

Dot : dotation unitaire en $l/j/hab$.

Pop : nombre d'habitants

II-6-1 Débit maximal journalier à la production $Q_{max}^j(prod)$ et à la distribution $Q_{max}^j(dist)$

$$Q_{max}^j(dist) = \frac{Q_m^j}{R_d} \text{ et } Q_{max}^j(prod) = \frac{Q_m^j}{R_g}$$

II-6-2 Débits de pointe journalière Q_p^j

Le débit de pointe journalier est défini comme étant les besoins en eau de la journée de pointe déduite à partir du débit maximal journalier selon la formule ci-après :

$$Q_p^j(dist) = k_p^j \times Q_{max}^j(dist) \text{ et } Q_p^j(prod) = k_p^j \times Q_{max}^j(prod)$$

Q_p^j : Débit pointe journalier (m^3/j).

Q_{max}^j : Débit maximal journalier (m^3/j).

k_p^j : Coefficient de variation journalier variant de 1,1 à 1,3.

Pour établir le bilan hydrique autrement dit une analyse comparative entre les besoins à la consommation et les volumes disponibles, nous serons amenés à utiliser Le débit de pointe journalier à la production $Q_p^j(prod)$.

II- 7 Détermination du débit de pointe horaire Q_p^h

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitations du degré de développement des installations sanitaires et de régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet AEP.

Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale

(heure de pointes), afin de dimensionner le réseau de distributions à l'intérieur de l'agglomération.

Pour déterminer le débit nous devons aussi de prendre en compte du coefficient de pointe journalière.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p^h = Q_p^j \times k_p^h = Q_{max}^j \times k_p^j \times k_p^h$$

Q_p^h : Débit de pointe horaire en (m^3/h).

Q_p^j : Débit de pointe moyen horaire en (m^3/h).

k_p^h : Coefficient de pointe horaire

Sachant que : $k_p^h = ai\% \times 24$

k_p^h : Coefficient de pointe horaire sans dimension

k_p^j : Coefficient de pointe journalière.

Tableau II-6 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Damous

Année	Q_{moyj}	Q_{max}^j (add)	Q_{max}^j (dist)	Q_{p}^j (add)	Q_{p}^j (dist)
	(m ³ /j)				
2020	2642.472	4893.4666	4404.12	5382.8133	4844.532
2025	3194.38	5460.4786	4914.4307	6006.5265	5405.8738
2030	3785.32	6008.4444	5407.6	6609.2888	5948.36
2035	4485.32	6645.2483	5980.7234	7309.7731	6578.7958
2040	5311.9136	7377.6577	6639.892	8115.4235	7303.8812
2045	6324.6456	8213.8254	7440.7595	9035.208	8184.8354
2050	7462.3178	9212.7380	8291.4642	10134.0118	9120.6106
2055	8575.4215	12215.8750	9301.5876	11215.2435	11235.7532

Tableau II-7 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Larhat

Année	Q_{moyj}	Q_{max}^j (add)	Q_{max}^j (dist)	Q_{p}^j (add)	Q_{p}^j (dist)
	(m ³ /j)				
2020	977.4405	1810.075	1629.0675	1991.0825	1791.9742
2025	1125.9405	1924.6846	1732.2161	2117.1503	1905.4377
2030	1347.705	2139.2142	1925.2928	2353.1357	2117.8221
2035	1596.969	2365.88	2129.292	2602.468	2342.2212
2040	1892.4097	2628.3468	2365.5121	2891.1815	2602.0634
2045	2240.2453	2909.4095	2635.5827	3200.3505	2899.1410
2050	2666.5726	3292.065	2962.8585	3621.2715	3259.1443
2055	3456.7232	3603.1022	3292.0653	4032.3564	3542.2006

Tableau II-8 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Aghbal

Année	Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{max}^j (addi) (m ³ /j)	Q_{max}^j (dist) (m ³ /j)	Q_{p}^j (addi) (m ³ /j)	Q_{p}^j (dist) (m ³ /j)
2020	937.1632	1735.4875	1561.9387	1909.0362	1718.1326
2025	1079.5275	1845.3461	1660.8115	2029.8807	1826.8926
2030	1292.22	2051.1428	1846.0285	2256.2571	2030.6314
2035	1531.332	2268.64	2041.776	2495.504	2245.9536
2040	1814.6551	2520.3543	2268.3189	2772.3898	2495.1508
2045	2148.1362	2789.7872	2527.2190	3068.766	2779.9409
2050	2557.0282	3156.825	2841.1425	3472.5075	3125.2567
2055	2997.1476	3478.9123	3164.4765	3892.8293	3582.3981

Tableau II-9: Evolution du débit de point journalier de la commune de Gouraya

Année	Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{max}^j (addi) (m ³ /j)	Q_{max}^j (dist) (m ³ /j)	Q_{p}^j (addi) (m ³ /j)	Q_{p}^j (dist) (m ³ /j)
2020	3088.89	5720.1666	5148.15	6292.1833	5662.965
2025	3733.94	6382.8034	5744.5230	7021.0837	6318.9753
2030	4424.882	7023.6222	6321.26	7725.9844	6953.386
2035	5243.4382	7768.0565	6991.2509	8544.8622	7690.3760
2040	6208.839	8623.3875	7761.0487	9485.7262	8537.1536
2045	7390.6896	9598.2981	8694.9289	10558.128	9564.4218
2050	8717.7958	10762.7109	9686.4397	11838.982	10655.0838
2055	9104.5342	11876.9123	16870.2344	12034.1234	11022.9844

Tableau II-10 Evolution du débit de point journalier de la commune de Cherchell

Année	Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{max^j} (addi) (m ³ /j)	Q_{max^j} (dist) (m ³ /j)	Q_{p^j} (addi) (m ³ /j)	Q_{p^j} (dist) (m ³ /j)
2020	7391.916	13688.7333	12319.86	15057.6067	13551.846
2025	8935.5	15274.359	13746.9231	16801.7949	15121.6154
2030	10588.732	16807.5111	15126.76	18488.2622	16639.436
2035	12547.7968	18589.3286	16730.3975	20448.2615	18403.4353
2040	14858.2014	20636.3908	18572.7518	22700.0299	20430.0269
2045	17686.6578	22969.6855	20807.8327	25266.654	22888.616
2050	20862.5732	25756.2632	23180.6369	28331.8895	25498.7006
2055	23987.5932	28055.3211	26595.7423	31145.9420	28932.3211

Tableau II-11 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Hadjrat Elnous

Année	Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{max^j} (addi) (m ³ /j)	Q_{max^j} (dist) (m ³ /j)	Q_{p^j} (addi) (m ³ /j)	Q_{p^j} (dist) (m ³ /j)
2020	288.3625	534.0046	480.6041	587.4050	528.6645
2025	332.1	567.6923	510.9230	624.4615	562.0153
2030	397.5	630.9523	567.8571	694.0476	624.6428
2035	471.075	697.8888	628.1	767.6777	690.91
2040	558.2637	775.3663	697.8296	852.9029	767.6126
2045	660.4837	858.2386	777.4632	944.0625	855.2095
2050	786.633	971.1527	874.0375	1068.2680	961.4412
2055	875.9125	1097.3927	981.0421	1202.3826	1203.7214

Tableau II-12 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Messelmoune

Année	Q_{moyj}	Q_{max}^j (addi)	Q_{max}^j (dist)	Q_{p^j} (addi)	Q_{p^j} (dist)
	(m ³ /j)				
2020	1038.4875	1923.125	1730.8125	2115.4375	1903.8937
2025	1196.289	2044.9348	1840.4446	2249.4323	2024.4890
2030	1431.945	2272.9285	2045.6357	2500.2214	2250.1992
2035	1696.9095	2513.94	2262.546	2765.334	2488.8006
2040	2010.8385	2792.8312	2513.5481	3072.1143	2764.9029
2045	2380.2943	3091.2913	2800.3462	3400.4205	3080.3809
2050	2833.4691	3498.11	3148.299	3847.921	3463.1289
2055	3193.5209	3892.943	3491.2314	4275.836	3902.2396

Tableau II-13 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi Ghiles

Année	Q_{moyj}	Q_{max}^j (addi)	Q_{max}^j (dist)	Q_{p^j} (addi)	Q_{p^j} (dist)
	(m ³ /j)				
2020	2167.9717	4014.7625	3613.2862	4416.2387	3974.6148
2025	2877.7	4919.1453	4427.2307	5411.0598	4869.9538
2030	3410.022	5412.7333	4871.46	5954.0066	5358.606
2035	4041.037	5986.7214	5388.0493	6585.3936	5926.8542
2040	4784.9676	6645.7883	5981.2095	7310.3671	6579.3304
2045	5695.7208	7397.04	6700.848	8136.744	7370.9328
2050	6718.4978	8294.4417	7464.9975	9123.8859	8211.4973
2055	7243.1567	9122.5413	8197.8879	11387.1234	9143.2981

Tableau II-14 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi semiane

Année	Q_{moyj}	Q_{max}^j (addi)	Q_{max}^j (dist)	Q_{P^j} (addi)	Q_{P^j} (dist)
	(m ³ /j)				
2020	356.8937	660.9143	594.8229	727.0057	654.3052
2025	411.075	702.6923	632.4230	772.9615	695.6653
2030	492.125	781.1507	703.0357	859.2658	773.3392
2035	583.1675	863.9074	777.5166	950.2981	855.2683
2040	691.0612	959.8072	863.8265	1055.7880	950.2092
2045	817.95	1062.2727	962.2941	1168.5	1058.5235
2050	973.6912	1202.0879	1081.8791	1322.2967	1190.0670
2055	1092.6523	1415.1943	1497.1458	1532.75	1237.9712

II-8 Besoins des zones d'expansion touristique (ZET)

L'évaluation des besoins en eau des ZET a été effectuée sur la base des valeurs clés suivantes :

- Densité de 50 lits par hectare aménageable
- Dotation de 300 l/lit/jour, incluant l'ensemble des besoins découlant de l'activité touristique.

Pour l'établissement du bilan de la consommation annuelle, on distinguera 3 périodes de 4 mois chacune, la première à 100 % de remplissage, la seconde à 40 % et enfin la troisième à 20 %. Les calculs des besoins en eau des ZET sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau II-15 : Besoins en eau des ZET

wilaya	No	Dénomination	Commune	Superficie (ha)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (hm ³ /j)
Tipaza	1	Corniche Chenoua	Cherchell	73.5	1103	0.22
	2	Oued Belaa	Cherchell	131	1965	0.38
	3	Oued Belaa 2	Cherchell	26	390	0.08
	4	Sidi Ghiles	Sidi Ghiles	12.5	188	0.04
	5	Sidi Ghiles 2	Sidi Ghiles	32	480	0.09
	6	Pointe des oliviers	Sidi Ghiles	71	1065	0.21
	7	Petit et grand	Sidi Ghiles	21	315	0.06
	8	Vichy	Hadjrat Enouns	46	690	0.14
	9	Gounini	Hadjrat Enouns	13	195	0.04
	10	Gounini 2	Hadjrat Enouns	26	390	0.08
	11	Oued Sebt Messelmoun	Messelmoune	76.46	1147	0.22
			Gouraya	98.54	1478	0.29
	12	Bounaama	Gouraya	19	285	0.06
	13	Bois sacré	Gouraya	57	855	0.17
	14	Sidi Braham	Gouraya	47	705	0.14
			Larhat	22	330	0.06
	15	Oued Mellah Est et Ouest	Larhat	61	915	0.18
16	Aghzout	Larhat	62.5	938	0.18	
17	Damous	Damous	75	1125	0.22	
Total ZET Tipaza				970.5	14558	2.84

Tableau II-16 : Répartition des débits de projet à long terme

	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Damous	5969.532	6530.87	7073.36	7703.795	8428.88	9309.83	10245.61
Larhat	3974,974	4088,437	4300,822	4525,221	4785,063	5082,141	5442,144
Aghbal	1718,132	1826,892	2030,631	2245,953	2495,150	2779,940	3125,256
Gouraya	8985,965	9641,975	10276,386	11013,376	11860,153	12887,421	13978,083
Messelmoune	3050,893	3171,489	3397,199	3635,800	3911,902	4227,380	4610,128
Hadjret Ennous	1803,664	1837,015	1899,642	1965,91	2042,612	2130,209	2236,441
Sidi semiane	654,3052	695,665	773,339	855,268	950,209	1058,523	1190,067
Sidi Ghiles	6022,614	6917,953	7406,606	7974,854	8627,330	9418,932	10259,497
Cherchell	17009,846	18579,615	20097,436	21861,435	23888,026	26346,616	28956,700
Total	43220,3932	46759,041	50182,061	54077,817	58560,445	63931,162	69798,316

II-9 Conclusion:

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour les prochains chapitres.

Chapitre III :

Etude d'adduction

Chapitre III : Etude d'adduction**III-1 Introduction**

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa ressource (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener...)

Dans ce chapitre, il est procédé au dimensionnement des adductions mixtes (gravitaire et en charge) à partir du barrage Kef Eddir qui a une capacité de 57.4 hm³ situé à la commune de Tipaza vers un réservoir de mise en charge du R1 Damous de capacité 20 000 m³.

III-2 Type de l'adduction [5]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

III-2-1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- A surface libre.
- En charge (la plus rencontrée).

III-2-2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-2-3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans ce projet nous sommes appelés à projeter une adduction mixte au vu de la topographie de la zone considérée, le premier tronçon est gravitaire du barrage Kef Eddir vers la station de traitement et en charge vers le réservoir R1 20 000 m³.

III-3 Choix du tracé [4]

Dans le cas d'un projet, d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage de pompage.
- Condition de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- Tenir compte des différents ouvrages projetés.

III-3-1 Description du système [4]

Dans ce projet le transfert se fera à partir du barrage Kef Eddir consiste à la réalisation de :

- 1.2 km de conduites d'amenées depuis le barrage de diamètre DN 1200 et DN 700.
- 01 station de traitement d'une capacité 210000 m³/j (3*70000 m³)
- 01 Réservoir d'eau traitée d'une capacité de 35000 m³.
- 01 Station de pompage (SP1) commune pour branche du transfert Damous (2340 l/s)

✚ Branche Damous :

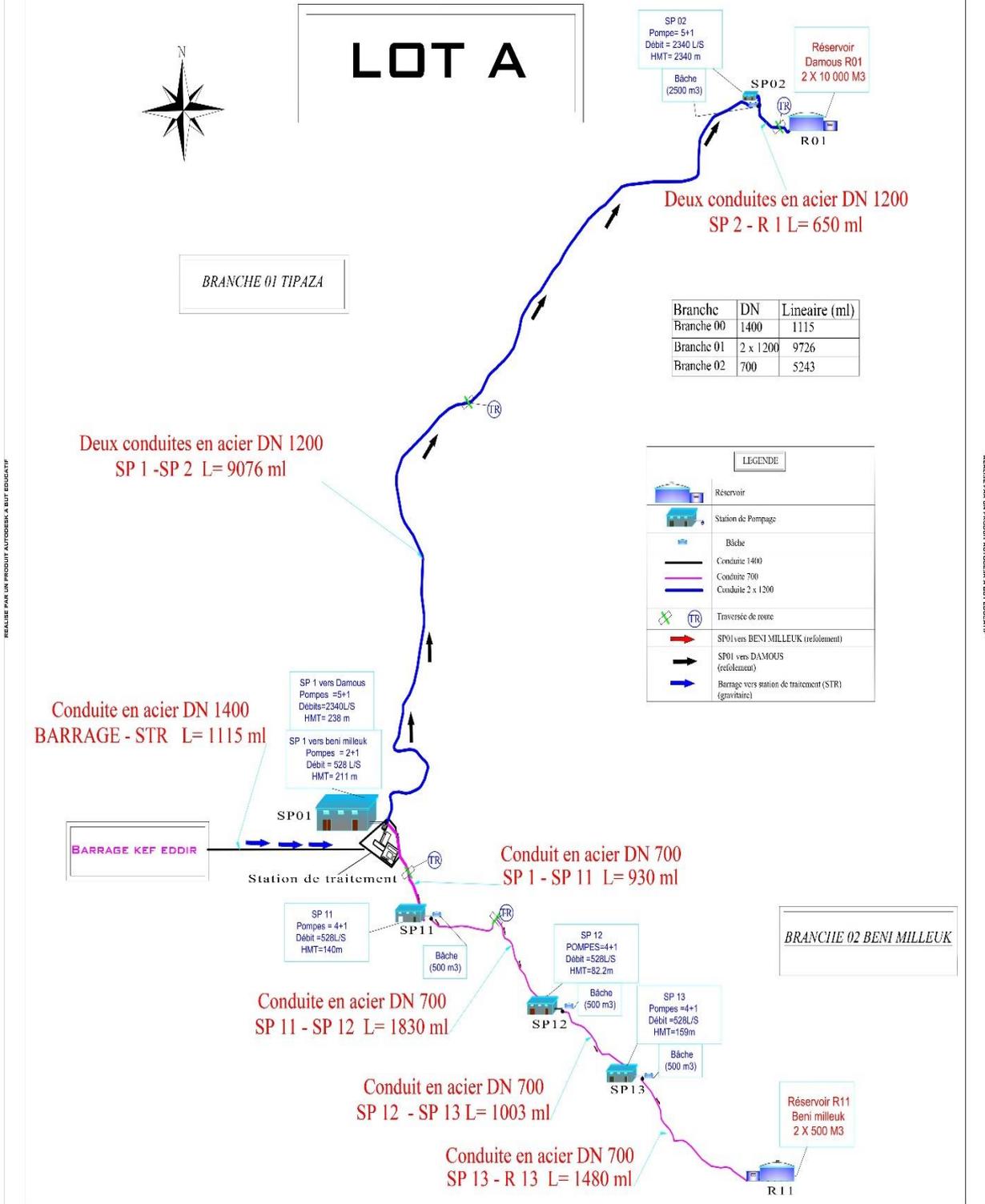
- 01 Station de pompage (SP2) d'un débit de 2340 l/s.
- 02 Conduite en Acier de diamètre DN 1200 sur un linéaire de 10 km.
- 01 Réservoir d'une capacité de stockage de 2*10000 m³.

III-3-2 Lot -A- [4]

On a au dessous de ce titre la figure descriptive de parachèvement des travaux du transfert des eaux à partir du barrage Kef Eddir (branche Damous) dans la wilaya de Tipaza. (voir au-dessous la **figure III-1**)

Figure III-1 : Lot -A-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DES RESSOURCES EN EAU
 DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU
 Parachèvement des travaux de réalisation du transfert des eaux à partir du barrage de
 Kef Eddir (Branche Tipaza) dans la wilaya de Tipaza



Maitre de l'Ouvrage :
 Agence National des
 barrage et transferts :

Bureau Controle et suivi :
 Contrôle
 Technique
 Hydraulique

Entreprise de réalisation H38 :
 casider
 MES
 Gisaquid

Conception et dessin :
 L'ONCLION
 Ingénieur / Concepteur :
 Verification :
 Noms et prénoms :
 Bedouzi Abdellaziz
 Schema Synoptique

III-4 Choix du type de matériaux [5]

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend plus de leur faisabilité technique qu'économique.

III-4-1 Choix du tuyau en fonction du type de sol [5]

Afin de pouvoir déterminer le matériau du tuyau adapté à un type de sol bien défini, une étude préalable sur la corrosivité / agressivité du terrain est conseillée. On détermine les indices généraux de corrosivité à l'aide d'une carte topographique. Les points hauts sont plutôt secs et aérés, donc peu corrosifs. Les points bas sont souvent humides et peu aérés, donc susceptibles à une corrosivité plus élevée. Les mares, marécages, lacs, tourbières et autres bas-fonds, riches en acides humiques, en bactéries et souvent pollués sont également des zones à risque de corrosivité élevée. Des activités industrielles peuvent également laisser présager de terrains agressifs.

On peut distinguer, en première analyse, les terrains suivants:

A faible risque :

- Sables et graviers
- Matériaux d'empierrement
- Calcaires

A risque élevé :

- Marnes
- Argiles

A risque très élevé :

- Gypse
- Pyrites (fer, pyrite, chalcopirite, cuivre)
- Sels pour industries chimiques (chlorure de sodium, sulfate de chaux)
- Combustibles fossiles (lignites, tourbes, charbons, bitumes)

III-4-2 Choix du tuyau en fonction du liquide transporté [5]

Les eaux véhiculées dans les réseaux peuvent présenter des caractéristiques physico-chimiques très différentes. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte :

- les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu,
- les eaux agressives sur les matériaux à base de ciment.

Certaines eaux attaquent les canalisations non protégées et non revêtues intérieurement. Les réactions chimiques produisent de l'hydroxyde ferreux, puis ferrique, puis entraînent la formation de nodules, pouvant à terme diminuer la section de la canalisation et augmenter les pertes de charges de manière significative. Ce phénomène se présente principalement dans les anciennes conduites non revêtues de mortier de ciment.

L'agressivité d'une eau se définit comme la propension de celle-ci à attaquer des matériaux renfermant du calcium. Trois cas peuvent se présenter :

- Une eau à l'équilibre calco-carbonique n'entraîne à une température donnée, ni attaque, ni précipitation de carbonate de calcium.
- Une eau incrustante ou entartrant a tendance à déposer des sels de calcium (carbonate) sur la paroi intérieure.
- Une eau agressive peut attaquer certains éléments constitutifs du mortier de ciment comportant du calcium

III.4-3 Choix du tuyau en fonction de la pression de fonctionnement [5]

III-4-3-1 Pression de fonctionnement admissible PFA :

Pression interne, hors coup de bélier, qu'un composant peut supporter en toute sécurité de façon continue en régime hydraulique permanent.

III-4-3-2 Pression maximale admissible PMA :

Pression interne maximale, y compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter de façon sûre en service.

$$PMA = 1,2 \times PFA$$

III-4-3-3 Pression d'épreuve admissible PEA :

Pression hydrostatique maximale qui peut être appliquée sur site à un composant d'une canalisation nouvellement installée.

- $PEA = PMA + 5$ bars (en général)
- $PEA = 1,5 \times PFA$ si $PFA = 64$ bars

Parmi les tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte, les tuyaux en acier, les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique.

III-4-3-4 Détermination des pressions d'épreuve [6]

Conformément aux articles n° 76, 77 et 78 du fascicule N°71 et au C.C.T.P (Cahiers des Clauses Techniques particulières), La pression d'épreuve (P_{ep}) d'une conduite est calculée comme suit :

Pour les conduites gravitaires d'adduction :

$$P_{ep} = 150\% \times PMS \text{ lorsque la } PMS < 10 \text{ bars}$$

$$P_{ep} = PMS + 5 \text{ bars lorsque } PMS \geq 10 \text{ bars}$$

Pour les conduites de refoulement :

$$P_{ep} = 150\% \times PMS$$

-PMS : Pression Maximale de Service →

PMS (SP1-SP2) = 16.2 Bars

PMS (SP1-SP2) = 11.6 Bars

PMS (SP2-R01) = 9.2 Bars

-Pour les conduites gravitaires d'adduction :

$P_{ep} = PMS + 5 \text{ bars}$

$P_{ep} = 16.2 + 5 = \mathbf{21.2 \text{ Bars}}$

$P_{ep} = 11.6 + 5 = \mathbf{16.6 \text{ Bars}}$

$P_{ep} = 9.2 + 5 = \mathbf{14.2 \text{ Bars}}$

-Pour les conduites de refoulement :

$P_{ep} = PMS \times 150\%$

$P_{ep} = 16.2 \times 150\% = \mathbf{24.3 \text{ Bars}}$

$P_{ep} = 11.6 \times 150\% = \mathbf{17.4 \text{ Bars}}$

$P_{ep} = 9.2 \times 150\% = \mathbf{13.8 \text{ Bars}}$

Notion :

Le choix du matériau pour la conduite de la branche Tipaza représente une des options fondamentales du projet. Dans le cas particulier de la présente adduction, où la fiabilité doit être une composante primordiale du choix vu les distances à parcourir pour effectuer une réparation, donc les conduites adoptées doivent, premièrement, être disponibles en qualité et quantité suffisante et convenir au transport terrestre l'or du transport vers le chantier. Aussi Avoir une surface intérieure durablement lisse et Résister aux sols agressifs, cela minimise les pertes de charges d'où provoque une diminution des frais d'exploitation. A cause de sa on a fait une autre étude pour changer le type des conduites du FONTE a des conduites d'ACIER

III-5 Le matériau acier [6]

III-5-1 Généralités [6]

L'acier est constitué de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant compris entre 0,1 et 1,5 %. On vérifiera la conformité des matériaux aux normes suivantes :

-EN 10224 : Tubes et raccords en acier pour le transport de l'eau ;

-EN 10288 : Tubes et raccords en acier pour canalisation enterrées et immergées ;

-EN 12954 ne porte pas directement sur le matériau acier mais sur la protection cathodique des structures métalliques.(voir **Figure III-2**)

Figure III-2 : Les Caractéristiques des conduites en Acier utilisé en Projet [6]

	<h2 style="text-align: center;">SPECIFICATION TUBES HYDRAULIQUES</h2>																	
ACTIVITE	EXIGENCES																	
1) Dimension des Tubes	<p>X70 M PSL2</p> <table border="1" data-bbox="427 533 1262 591"> <thead> <tr> <th>Diamètre mm (")</th> <th>Epaisseur (mm)</th> <th>Linéaire (ML)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1219.2 (48")</td> <td>12.7</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>			Diamètre mm (")	Epaisseur (mm)	Linéaire (ML)	1219.2 (48")	12.7	-									
Diamètre mm (")	Epaisseur (mm)	Linéaire (ML)																
1219.2 (48")	12.7	-																
2) Spécification	<p>Acier : X70M PSL2 Fabrication Tube : API 5L Revêtement Extérieur : AWWA C215 Revêtement Intérieur : EN 10339</p>																	
3) Propriétés Mécanique	<p>✓ Essai de Traction (sur le sens transversale de tube)</p> <table border="1" data-bbox="469 824 1302 972"> <thead> <tr> <th></th> <th>Min (Mpa)</th> <th>Max (Mpa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Limite Elastique (Rt0,5)</td> <td>485</td> <td>635</td> </tr> <tr> <td>Limite de Traction (Rm)</td> <td>570</td> <td>760</td> </tr> <tr> <td>A%</td> <td>22%</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Limite de Traction (Rm) TS</td> <td>570</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>				Min (Mpa)	Max (Mpa)	Limite Elastique (Rt0,5)	485	635	Limite de Traction (Rm)	570	760	A%	22%	-	Limite de Traction (Rm) TS	570	-
	Min (Mpa)	Max (Mpa)																
Limite Elastique (Rt0,5)	485	635																
Limite de Traction (Rm)	570	760																
A%	22%	-																
Limite de Traction (Rm) TS	570	-																
4) Dimensions	<p>✓ Diamètre Extérieur sur les Extrémités 1219.2 mm ± 6</p> <p>✓ Ovalisation Max 1.0 mm</p> <p>✓ Epaisseurs 12.7mm ± 0.95</p> <p>✓ Longueur Aucun tube ne devra avoir une longueur inférieure à 7 ml Aucun tube ne devra avoir une longueur supérieure à 13,5 ml</p> <p>✓ Rectitude Max déviation 0,2 % par une longueur de tube.</p> <p>✓ Hauteur maximale du cordon de soudure Max 4.5 mm</p>																	
5) Extrémité des tubes	<p>✓ Chanfrein Angle 30° (-0°, + 5°) Talon : 1,6 ± 0.8 mm</p>																	
6) Epreuve Hydrostatique	<p>Pression d'épreuve :</p> <table border="1" data-bbox="427 1742 1362 1863"> <thead> <tr> <th>Désignation</th> <th>Unité</th> <th>Valeurs</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Epaisseur</td> <td>mm</td> <td>12.7</td> </tr> <tr> <td>Pression d'essai minimale</td> <td>Bars</td> <td>50 bars</td> </tr> <tr> <td>Temps de maintien de la pression</td> <td>Seconde</td> <td>15</td> </tr> </tbody> </table>			Désignation	Unité	Valeurs	Epaisseur	mm	12.7	Pression d'essai minimale	Bars	50 bars	Temps de maintien de la pression	Seconde	15			
Désignation	Unité	Valeurs																
Epaisseur	mm	12.7																
Pression d'essai minimale	Bars	50 bars																
Temps de maintien de la pression	Seconde	15																





Figure III-3 : Conduites en Acier (photo par Khalil le 26.05.2022)



Figure III-4 : Conduites en Acier (photo par Khalil le 26.05.2022)

III-5-2 Caractéristiques mécaniques [6]

III-5-2-1 Tenue à la corrosion

La tenue à la corrosion de l'acier est relativement faible d'autant plus qu'on a affaire le plus souvent à des conduites soudées donc conductrices sur de grandes longueurs. Les tuyaux seront donc protégés à l'intérieur et à l'extérieur.

III-5-2-2 Revêtement intérieur

Le revêtement le plus répandu est le mortier de ciment appliqué en usine par centrifugation ou par projection centrifuge et lissage. Ce dernier procédé peut être réalisé sur site.

La conservation du revêtement intérieur au droit du joint dans le cas de joints soudés est une difficulté qu'il faudra envisager.

Des revêtements à base de peintures époxy peuvent être utilisés.

III-5-2-3 Revêtement extérieur

Dans le cas de traversées des milieux agressifs (marécages, tourbières, eaux usées, ...) on préconisera un revêtement extérieur de l'un des types suivants :

a-Revêtement C

Il est composé d'un primaire d'accrochage, d'une armature en fibre de verre qui constitue l'armature interne noyée dans une couche d'email bitumineux (dérivé de la houille) appelé BRAI et est installé sur site.

b-Revêtement polyéthylène

Il est constitué grâce à l'application par extrusion à chaud d'un revêtement polyéthylène sur les tubes préalablement grenailés ou sablés avant livraison sur site de pose.

III-5-3 Caractéristique hydraulique [6]

Les caractéristiques hydrauliques du tube acier sont celles de son revêtement intérieur, c'est-à-dire celles du mortier de ciment. Dans la pratique, on prend $K = 0,1 \text{ mm}$

III-5-3-1 Gamme de tuyaux

-Diamètres nominaux : 80 à 1600 mm ;

-Longueur utile : 10 ou 12 m ;

-Pression nominale maximum : 64 Bar

III-5-3-2 Types de joint

a-La soudure bout à bout

Il s'agit de rabouter les 2 extrémités des tuyaux préalablement mises à nu, brossées et chanfreinées. Le soudage est réalisé en plusieurs passes suivant l'épaisseur du tube. La première passe est la passe de pénétration et les passes supplémentaires sont les passes de remplissage.

b- Le joint "S"

Pour ce type de joints les tuyaux sont tulipes.

Les tubes doivent être emboîtés à fond, avant d'effectuer la soudure à clin.

c-Assemblage par virole

Après avoir rabouté deux tuyaux à bout lisse, un anneau d'acier recouvre symétriquement les 2 extrémités du tube. L'anneau est ensuite soudé sur les parois externes des tuyaux.

d-Les pièces spéciales

Coude, Réduction, Tés à 2 emboîtements et tubulure bride

Tés à 3 emboîtements, Bride emboîtement, Manchette d'ancrage.

Tableau III-1 : RECAP LIGNE 01+LIGNE 02 LOT -A- [7]

LINÉAIRE LIGNE 01 LOT -A-					
Ligne	Tronçon	Conduite			
		Matière	DN (mm)	PN (Bar)	Longueur (ml)
Ligne 01SP1-SP2	Tronçon 01 (SP1-SP2) PK :0+000 – PK :4+519	Acier	1200	25	4 518,96
	Tronçon 02 (SP1-SP2) PK :4+519 – PK :7+566	Acier	1200	25	3046.94
	Tronçon 03 (SP1-SP2) PK :7+566 – PK :9+044	Acier	1200	25	1478.33
Ligne 01SP2-R01	Tronçon 04 (SP2-R01) 0+000 – PK :0+559	Acier	1200	25	558.92
LONGUEUR LIGNE 01 (ML)					9603.15
LINÉAIRE LIGNE 02 LOT -A-					
Ligne 02SP1- SP2	Tronçon 01 (SP1-SP2) PK :0+000 – PK :4+519	Acier	1200	25	4 518,96
	Tronçon 02 (SP1-SP2) PK :4+519 – PK :7+566	Acier	1200	25	3046.94
	Tronçon 03 (SP1-SP2) PK :7+566 – PK :9+044	Acier	1200	25	1478.33
Ligne 02SP2-R01	Tronçon 04 (SP2-R01) 0+000 – PK :0+559	Acier	1200	25	558.92
LONGUEUR LIGNE 02 (ML)					9603.15
RECAP LIGNE 01+LIGNE 02 LOT -A-					
DN		PN	L (ml)		
1200		25	19206,3		

III- 6 Objet de l'étude [8]

La présente note technique et les documents qui s'y rattachent ont pour objet l'étude hydraulique du tronçon SP1 – SP2 - R1 Damous dans le cadre du projet « transfert des eaux à partir du barrage Kef Eddir WILAYA de TIPAZA. Cette étude a pour but de :

- ✚ Déterminer les profils de la pression, et de la vitesse.
- ✚ Déduire la pression à chaque point de profil.
- ✚ Déduire les pertes de charge dans le tronçon.

III-6-1 Critères de dimensionnement hydraulique [8]

Le dimensionnement hydraulique des conduites s'effectue avec l'hypothèse d'un écoulement uniforme dans les adductions sur un débit fictif uniformément continu.

Le dimensionnement hydraulique s'effectue de telle sorte que la charge résiduelle soit positive à l'extrémité avale de la conduite. La charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires et singulières doit être supérieure à la cote géographique de l'extrémité avale.

III-6-2 Description de l'étude des variantes [8]

L'objet de cette étude est de faire une simulation hydraulique pour le transfert des eaux depuis la station de traitement au niveau de barrage vers le réservoir Damous, pour les trois variantes suivantes :

- SP1 – SP2 – R1 (Damous) avec une (01) conduite de diamètre 1600 mm (Fonte)
- SP1 – SP2 – R1 (Damous) avec deux (02) conduite de diamètre 1200 mm (Acier)
- SP1 – SP2 – R1 (Damous) avec une (01) conduite de diamètre 1200 mm (Acier)

III-6-3 Données de base [8]

- Débit à véhiculer : 2340 l/s
- Cote de l'axe des pompes SP1 : 41.5 m
- Cote de l'axe des pompes SP2 : 170.2 m
- Cote de la conduite de surverse de la bêche d'aspiration SP2 : 177
- Cote de la conduite de surverse du réservoir Damous : 259
- La distance entre SP1 et SP2 : 9076 m
- La distance entre SP2 et R1 : 560 m

Les conduites seront en acier au carbone dont la rugosité égale à 0.046 mm

III-6-4 Dimensionnement hydraulique [8]**III-6-4-1 Pertes de charges :**

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. Elles sont calculées dans les conduites par la formule de Colebrook. Celle-ci s'écrit :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -\log_{10} \left(\frac{k}{3,71D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right)$$

La résolution de cette équation par itérations à partir d'une valeur initiale donne la valeur de λ à porter dans la formule de Darcy :

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g}$$

Avec :

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

Re : nombre de Reynolds :

J : perte de charge en mètres de hauteur d'eau dans la conduite par mètre (mCE/ml)

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

D : diamètre intérieur (m)

ν : viscosité cinématique (m²/s)

k : coefficient de rugosité équivalente (m)

λ : coefficient de pertes de charge

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

Dans les conduites principales a été considéré que la vitesse de l'eau doit être comprise entre 0,5 et 1,5 m/s. La limite inférieure est justifiée par la nécessité d'éviter l'accumulation de dépôts dans les conduites. La limite supérieure, tolérée physiquement par les conduites, permettra de maintenir les pertes de charges dans les limites raisonnables. Dans le cas des conduites individuelles connectées aux cellules et aux pompes, la limite supérieure de vitesse considérée est de 2,0 m/s. Il a été considéré que le niveau d'eau dans le réservoir d'origine est au niveau minimal d'exploitation.

III-6-4-2 Description de la rugosité

La rugosité de la canalisation correspond à la notion habituelle de présence plus ou moins importante d'aspérités sur une surface. Il est connu que lorsque la rugosité d'une canalisation augmente, les frottements seront plus nombreux donc la perte de charge augmentera.

III-6-4-3 Perte de charge singulière

Les pertes de charge singulières correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coudes, vannes, vidanges etc. Elles sont généralement données par le constructeur, et exprimées en m. Dans cette études les pertes de charge singulière sont estimées à 20% des pertes de charge linéaire.

III-7 Procédure et résultats de calcul [8]**III-7-1 Procédure de calcul hydraulique [8]**

Le calcul est effectué avec le logiciel de conception et de simulation ASPEN HYSYS V12.

Ce calcul nous a permis de déterminer la pression et les pertes de charge dans chaque point critique du profil.

Cette étude est élaborée suivant les paramètres de service et les conditions d'exploitation énumérés ci-dessus.

III-7-2 Résultats de calcul [8]

- **TRONÇON SP1- SP2**

DN (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)	ΔJ (m)	Pression d'arrivée (bar)
1600	2340	148	1.16	135.5	5.5	0.6
2x1200	2340	148	1.04	135.5	6.5	0.5
1200	2340	165.5	2.06	135.5	21	0.5

Tableau III-2 : Résultats de calcul du tronçon SP1-SP2

- TRONÇON SP2 – R1

DN (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)	ΔJ (m)	Pression d'arrivée (bar)
1600	2340	95.5	1.16	88.8	2.6	0.4
2x1200	2340	95.5	1.04	88.8	2.6	0.4
1200	2340	95.5	2.06	88.8	3.6	0.3

Tableau III-3: Résultats de calcul du tronçon SP2-R1

III-8 Conclusion

Le calcul hydraulique donne les mêmes résultats pour les conduites DN 1600 mm (Fonte) et 2 x DN 1200 mm (Acier).

Pour une seule conduite en Acier DN 1200 mm, la vitesse est limite-limite 2.06 m/s, et impacte la station de pompage SP1 et l'anti-bélier de la station.

Chapitre IV :
Dimensionnement des stations de
pompage

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de pompage [9]**IV -1 Introduction**

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

IV-2 Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit :

IV-2-1 Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement

Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

IV-2-2 Les turbopompes: Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe volumétrique ;
- Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

Suivant la forme de la roue :

- Pompes centrifuges radiales
- Pompes centrifuges semi axial.

Suivant la forme du corps de la pompe :

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine

Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau.
- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

Suivant la position de son axe :

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical.

IV-3 Pompes centrifuges

Dans ces pompes, la pression est développée principalement par l'action de la force centrifuge, par le biais d'une roue. Le liquide entre axialement par le centre sort radialement par la périphérie (**figure IV .1**).

IV-3-1 Caractéristiques des pompes centrifuges

- La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

IV-3-2 Constitution d'une pompe centrifuge

-Volute : Appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.

-La roue : C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulser, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et d'aubages aussi, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine. Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.

-Vis de remplissage : Située sur le corps de la pompe.

Presse étoupe : Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse-étoupes, leur rôle c'est d'assurer l'étanchéité de la roue.

-Flasques : Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

-Le palier : Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.

-L'arbre : L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.

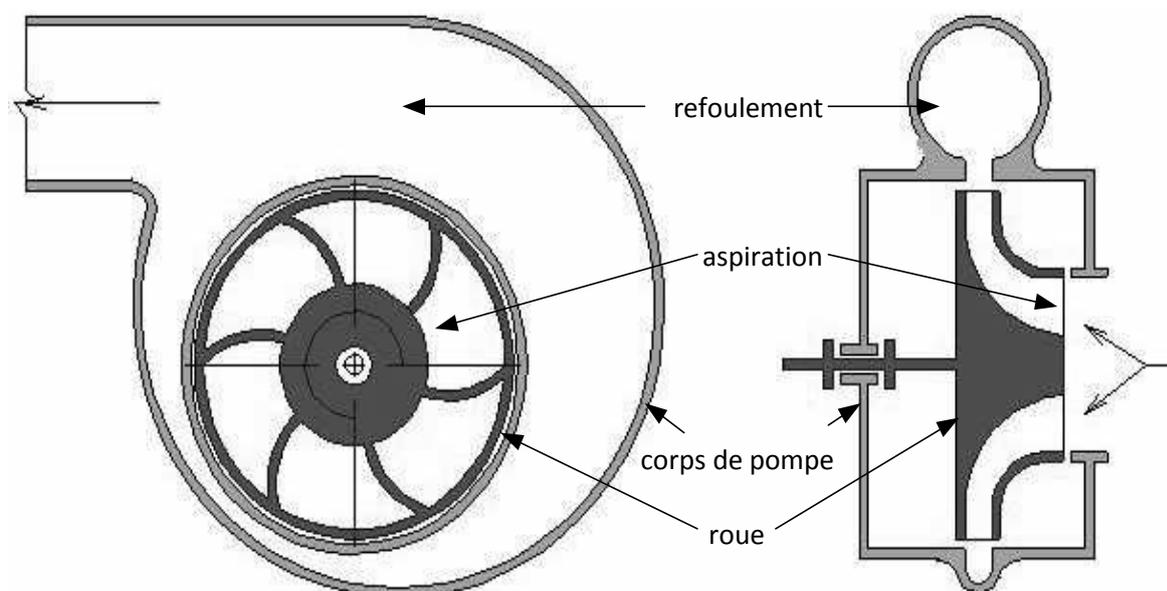


Figure IV-1 : Pompe centrifuge - coupes schématiques

IV-3-3 Choix de la pompe centrifuge

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur manométrique totale.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Le meilleur rendement qui conduirait à un cout acceptable du mètre cube d'eau à refouler.
- Fiabilité.

IV-3-4 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

IV-3-4-1 La courbe hauteur -débit $H.m.t = f(Q)$

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$.

IV-3-4-2 La courbe puissance -débit

Elle présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$.

IV-3-4-3 Le courbe rendement -débit

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$. Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

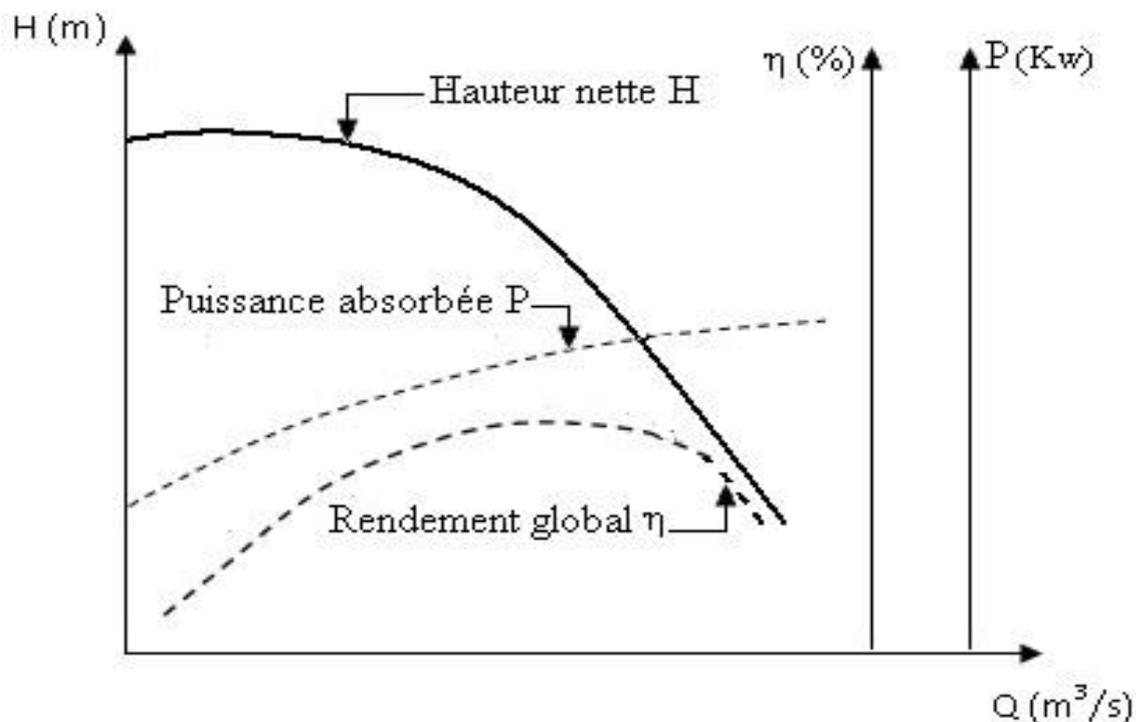


Figure IV-2 : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge

IV-3-5 Puissance absorbée

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P_a = \frac{9.81 \times HMT \times Q}{\eta}$$

Avec :

- Pa : puissance absorbée en (KW).
- Q : Débit à refouler en (m³/s).
- Hmt : Hauteur manométrique total(m).
- η : rendement de la pompe.

IV-4 Hauteur manométrique total (Hmt)

La Hmt est la somme des termes suivants :

IV-4-1 La hauteur géométrique de refoulement (Hr)

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparent le point le plus haut et le plan de la première roue.

IV-4-2 La hauteur géométrique d'aspiration (Ha)

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance sépare l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ça sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

IV-4-3 Les pertes de charges d'aspiration et de refoulement

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètres.

IV-4-4 Point de fonctionnement**A- Caractéristique de la conduite**

On appelle caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge en fonction du débit, c'est la traduction graphique dans un système de coordonnées JQ de l'expression :

$$J = R \times Q^2$$

- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
- J : Pertes de charges totales (m).

B-Graphiquement

le point de fonctionnement est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe (figure IV - 2), et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominale.

IV-5 Couplage des pompes

Les pompes pouvant couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter, la hauteur d'élévation ou le débit.

IV-5-1 Couplage en série

Dans ce cas le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe. Ce couplage sera donc utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à des hauteurs différentes.

IV-5-2 Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunisse l'eau refoulée dans une même canalisation.

IV-6 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$. Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitude. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

A-Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage.

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 21$ heures est de

$V(m^3) = 21 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \cdot T = 21 \times Q_1$$

D'où :
$$T = 21 \frac{Q_1}{Q}$$

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H^1}{\eta}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

B-Deuxième variante: régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (KW)$$

Avec : $H' = H_1 + (m)$ Ou :

-h : Perte de charge engendrée par vannage en (m).

-H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

- η : Le rendement.

C-Troisième variante: rognage de la roue.

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N, et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point

P2 (Q2, H2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H1}{H2}\right)^{1/2}$$

Avec :

-m : coefficient de rognage. Le pourcentage de rognage (r) sera : r = 1- m (%)

$$P = \frac{g \times Q1 \times H^1}{\eta} \quad (\text{kw})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

D-Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 (voir figure (V-7)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3), on aura alors : La nouvelle vitesse de rotation est de :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q3} \quad (\text{tr /min}) \text{ Et}$$

la puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q1 \times H^1}{\eta} (\text{kw})$$

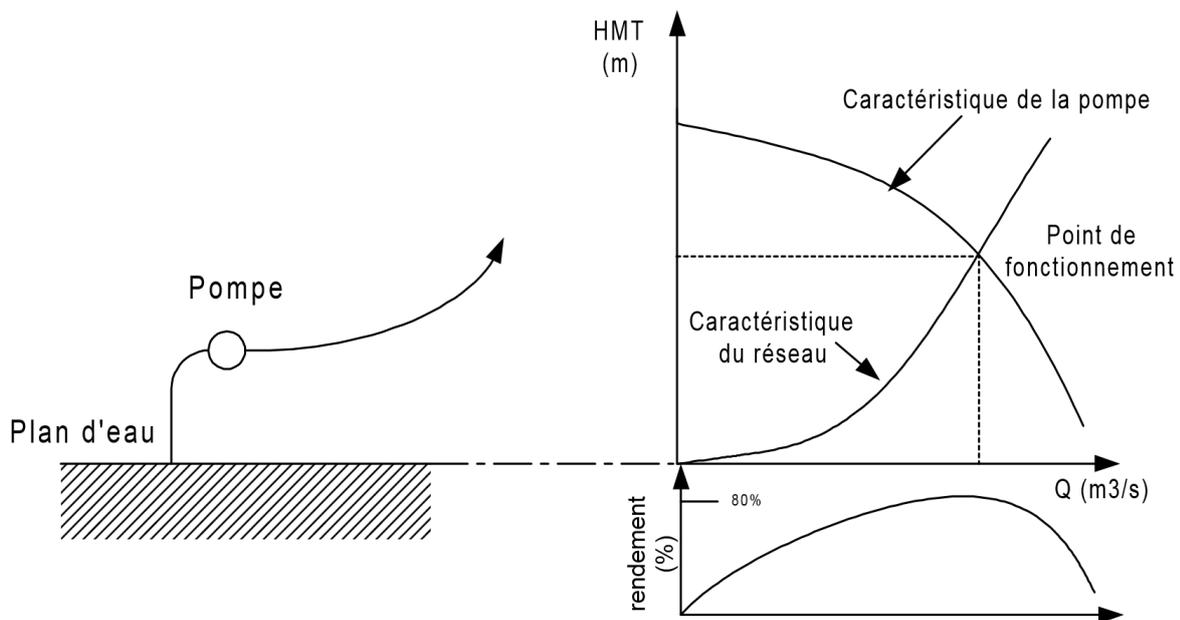


Figure IV-3 : Détermination du point de fonctionnement - dépression à l'aspiration

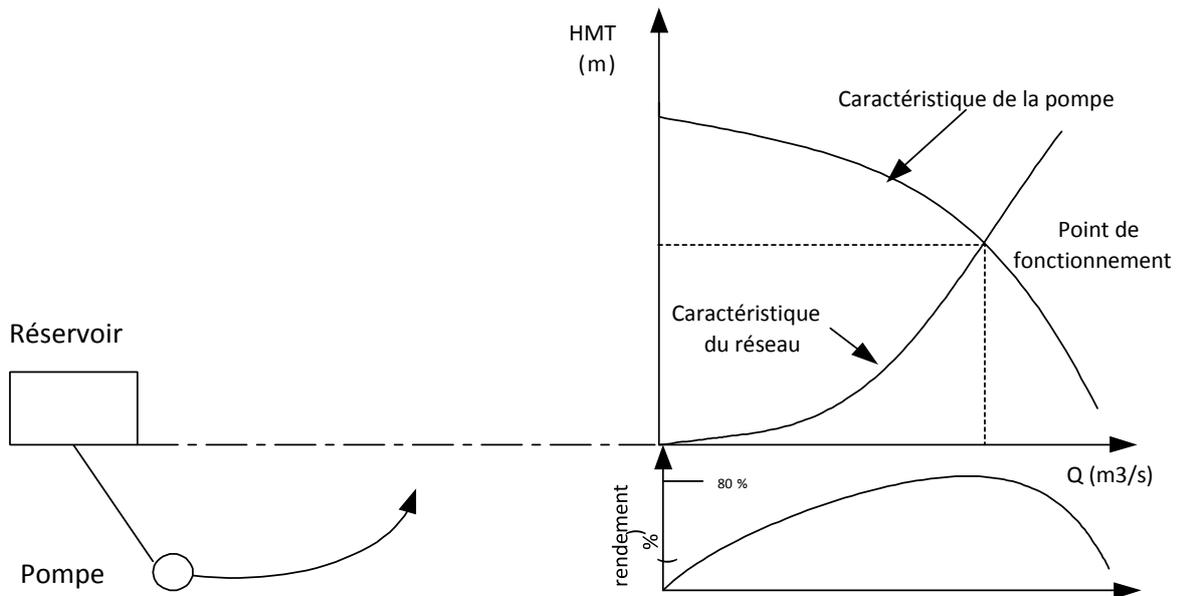


Figure IV-4 : Détermination du point de fonctionnement -charge

IV-7 Données descriptives du système du pompage [10]

IV-7-1 Les caractéristiques et spécifications intrinsèques des composantes de couloir de transfert est résumé dans les tableaux suivant conformément aux données validées.

Branche DAMOUS		
Station de Pompage SP1 (SP1 >>> Bâche SP2)		
Paramètres de la conduite	Unité	Valeur
Longueur de la conduite d'aspiration : RET >>>> SP1.	[ML]	57
Diamètre de la conduite d'aspiration	[mm]	1400
Longueur de la conduite de refoulement : SP1 >> Bâche SP2.	[ML]	9076
Diamètre de la conduite de refoulement	[mm]	2x1200
Hauteur de rugosité selon DARCY-WEISBACH (conduite en acier)	[mm]	0,1
Paramètres de la SP1	Unité	Valeur
Niveau d'eau min. la Bâche d'aspiration (RET)	[m NGA]	43.59
Niveau géodésique max. à l'arrivée de la Bâche SP2	[m NGA]	176,6
Débit de conception par pompe	[L/s]	468
Nombre de pompes en parallèle		5+1
Hauteur Manométrique Total (HMT)	[m]	À déterminer

Station de Pompage SP2		
Paramètres de la conduite	Unité	Valeur
Longueur de la conduite d'aspiration : Bâche SP2 >> SP2.	[ML]	36,2
Diamètre de la conduite d'aspiration	[mm]	1800
Longueur de la conduite de refoulement : SP2 >> Réservoir R1.	[ML]	650
Diamètre de la conduite de refoulement	[mm]	2x1200
Hauteur de rugosité selon DARCY-WEISBACH (conduite en acier)	[mm]	0,1
Paramètres de la SP2	Unité	Valeur
Niveau d'eau min. la Bâche d'aspiration (RET)	[m NGA]	172
Niveau géodésique max. à l'arrivée de la Bâche SP2	[m NGA]	259
Débit de conception par pompe	[m NGA]	468
Nombre de pompes en parallèle		5+1
Hauteur Manométrique Total (HMT)	[m]	À déterminer

Tableau IV-1 Données descriptives du système du pompage du branche Damous

IV-7-2 Données et hypothèses de calcul [10]

- **Caractéristiques des groupes-électropompe pompes existant**

Le tableau ci-après représente les caractéristiques des groupes électropompes en référence aux documents existant détail quantitatif et estimatif (DQE) et spécification techniques particulières (STP).

ID	Branche	Départ	Arrivée	Données (DQE)		Données (STP)	
				Débit(l/S)	HMT(m)	Débit(l/S)	HMT (m)
SP1.1	Damous	Réservoir Eau traité RET	Bâche Aspiration SP2	467,4	124	468	124
SP02	Damous	Bâche Aspiration SP2	Réservoir Damous R1	468	92	468	92

Tableau IV-2 : Résultats des calculs

IV-8 Etude de la cavitation [9]

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement, ...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur).

La NPSH requis (NPSH)_r est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de:

- ❖ Type de la pompe.
- ❖ Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible (NPSH)_d est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

- ❖ Pour l'alimentation en charge

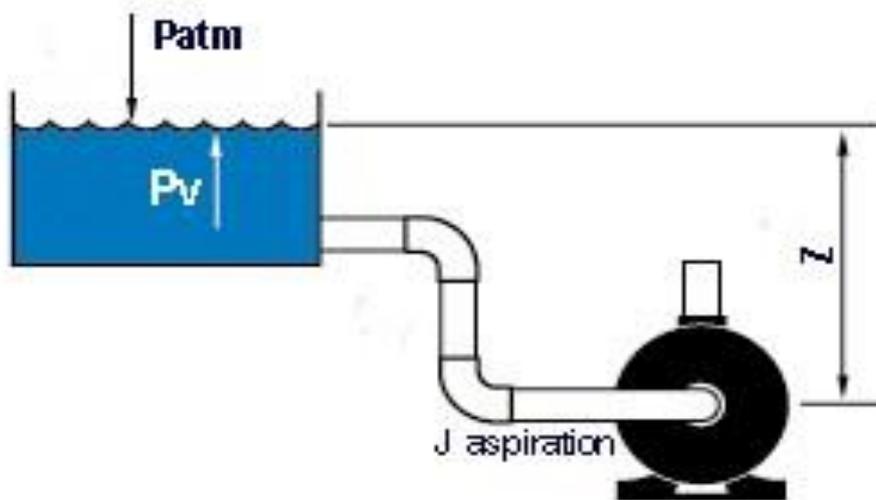


Figure IV-5: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

❖ Pour l'alimentation en dépression:

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v).$$

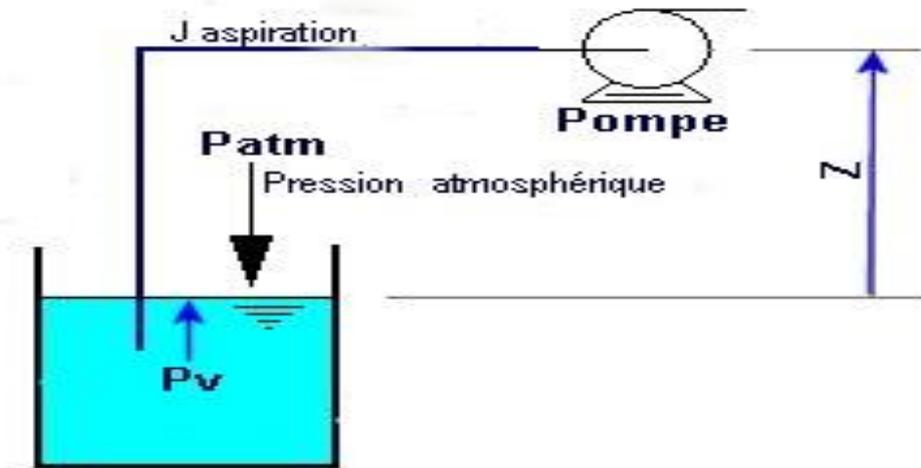


Figure IV-6 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

Avec:

-Ha: Hauteur d'aspiration en (m).

-Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).

$\frac{P_0}{g \times \rho}$

: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

-Tv: La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Tableau IV-3 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T 0	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

IV-9 Amorçage de la pompe [9]

C'est une opération qui consiste à remplir la pompe en eau et le retrait de l'air que celle-ci contient avant sa mise en marche, il est prévu lorsqu'une pompe centrifuge n'est pas en charge à l'aspiration. Pour cet effet, on prévoit une amenée d'eau à l'intermédiaire d'un petit réservoir auxiliaire qui sera isolé à la fin de sa tâche.

IV-10 Motorisation [9]

Lors du choix du moteur, c'est la puissance absorbée par la pompe qui détermine la puissance délivrée par le moteur. Donc il faut que le moteur ait une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation. La conséquence directe d'une surcharge du moteur est une augmentation de la température du bobinage. Lorsqu'elle dépasse la température limite prévue selon la classe d'isolation choisie correspondant à une durée de vie acceptable, la durée de vie de l'isolation diminue. Un dépassement de la température limite conduit à la diminution de la durée de vie de l'isolation.

IV-11 Dimensionnement de la station de reprise [9]

La station de reprise est un ouvrage composé d'un réservoir et d'une station de pompage ;
- le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4 heure ;

$$V_{\text{b\^ache}} = \frac{Q_p^j \times t}{T}$$

Q_p^j : Débit pointe journalier en m³/j.

T: le temps de fonctionnement continue de la station de pompage (h).

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h).

Tableau IV-4: Caractéristiques des Bâches de reprise

Bâche de reprise	Q (m ³ /j)	t (h)	T (h)	Capacité utile (m ³)
BRSP01	80043,01	0.25	20	1000
BRSP02	3125,25	0.25	10	80

IV-12 Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet, et on a présenté la procédure de sélection des pompes à titre purement indicatif, sans cité une marque ou un constructeur de pompe. Pour cette raison les choix proposés ne représentent en aucun cas des choix définitifs.

Chapitre V:
Protection et sécurisation
des canalisations

Chapitre V : Protection et sécurisation des canalisations

V-1 Introduction

Les conduites d'eau sont constituées par une suite de tuyaux réunis par des joints dont le rôle d'assurer l'étanchéité entre les différentes pièces. En dehors du cas où ces jointures sont à brides ou soudées (Acier, PEHD), les forces dues à la poussée de l'eau peuvent provoquer un déboîtement des tubes, d'où des pertes colossales d'eau mis en transfert. la corrosion des conduites métalliques notamment en acier peut être également l'origine de perte d'eau.

V-2 Protection mécanique des canalisations [6]

V-2-1 Massifs de butée

L'étude du comportement d'un réseau d'eau sous pression montre que les contraintes sont concentrées en particulier sur certains accessoires tels que les coudes, les tés, les cônes et les plaques pleines.

Afin d'équilibrer la poussée hydraulique pouvant provoquer le désassemblage d'un ou plusieurs accessoires, des massifs en béton, d'une certaine masse volumique, sont mis en place, en opposition et perpendiculairement à la poussée.

Il est à noter que les assemblages soudés permettent de limiter le recours aux butées.

Les hypothèses de calcul vont permettre de déterminer le volume de béton à prévoir. Deux solutions sont à envisager :

-soit on ne prend pas en compte la butée des terres et à partir de là, la masse de béton majorée du coefficient de glissement est considérée comme suffisante,

-soit on met en appui le massif de béton sur la paroi verticale de la tranchée et dans ce cas, la poussée sera répartie sur une surface de sol suffisante. Il y a dans ces conditions, une dépendance forte du massif vis-à-vis du sol.

-Certains fabricants fournissent des abaques de calcul aidant à dimensionner ces butées.

Il est à noter que les assemblages verrouillés pour les conduites, ainsi que les conduites soudées permettent de réduire le nombre de butées nécessaires voire de ne pas en avoir besoin.

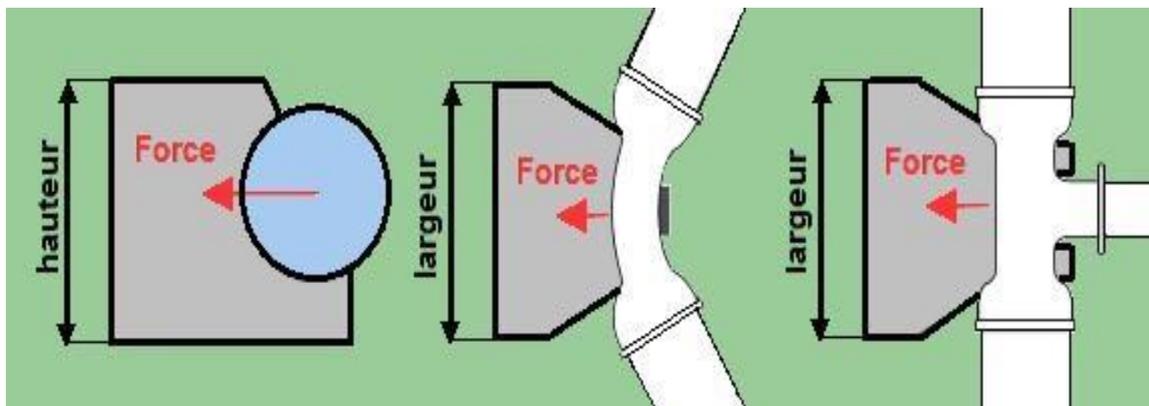


Figure V-1 : Types de butées

V-2-2 Assemblages verrouillés

Il existe une solution alternative aux massifs de béton en l'occurrence les assemblages verrouillés. Les massifs de béton présentent un certain nombre d'inconvénients justifiant l'usage de plus en plus fréquent des systèmes verrouillés.

Les principaux inconvénients des massifs en béton :

- Quantité de béton pouvant être importante
- Qualité du béton
- Problème d'encombrement
- Coulage en place délicat

Les conduites en acier soudées sont auto butée. Les soudures constituent un point de résistance permettant d'utiliser les forces de frottement sol/tuyau pour équilibrer la force de poussée hydraulique.

V-2-3 Les stages continus en béton

Ce type de protection concerne les Terrains instables (sol mouvant) et les Terrains saturés

V-2-3-1 Terrains instables (sol mouvant)

Un terrain instable est un sol qui se déforme facilement, comme cela peut être le cas dans une zone marécageuse. Une étude de sol permettra de choisir des conduites et des raccords adaptés, mais on peut retenir que, comme pour les zones sismiques, les conduites doivent pouvoir se déformer, que ce soit par la nature même des matériaux ou celle des raccords qui doivent pouvoir suivre des déformations du sol.

Les tuyaux en acier seront de préférence à éviter dans les zones soumises à un important risque de déformation.

V-2-3-2 Terrains saturés

Lorsque la conduite traverse une zone saturée d'eau en permanence, comme dans le cas de zones marécageuses, elle est soumise à l'effet de la poussée d'Archimède, lorsque la conduite est vide. La conduite devra alors résister à cette déformation ce qui est généralement assuré par son poids. Les conduites en acier ont un poids qui permet de contrebalancer l'effet de la poussée d'Archimède au moins partiellement.

Pour les forts diamètres, il est nécessaire de lester la conduite, par exemple avec des massifs de béton. La qualité du revêtement extérieur et la protection cathodique devront être particulièrement soignés, en particulier si les eaux sont acides, ce qui est souvent le cas des zones marécageuses. Il est à noter que les zones marécageuses peuvent être, ou non, des terrains instables. Le cas échéant, on se reportera alors aux remarques ci avant.



Figure V-2 : Les stages continus en béton en chantier (clichée par Khalil le 26.05.202)

V-2-4 Les cavaliers en béton (stages discontinus)

Ces des masses en béton posée au-dessous des conduites pour les stabilisée et renforcée, cette méthode a été utilisée au cours du branchement Damous .



Figure V-3 : Cavaliers en béton (Cliché par Khalil le 26.05.2022)



Figure V-4 : Cavaliers en béton placée (Cliché par Khalil le 26.05.2022)

V-3 Protection cathodique des conduites [6]

Le revêtement extérieur qui équipe les canalisations enterrées suffit dans la plupart des cas, en raison de ses propriétés diélectriques, à assurer l'excellente tenue des conduites dans le sol.

Dans le cas d'une agressivité marquée du milieu (vase, marécage, marais salant, bras de mer, ...) ou de sollicitations électriques extérieures (courants vagabonds), il est nécessaire d'effectuer une protection électrique complémentaire dite "protection cathodique" qui évitera les risques de corrosion externe sur les canalisations aciers enterrés.

Tous les ouvrages métalliques enterrés ou en contact avec un électrolyte (tel que l'eau de mer) sont soumis aux phénomènes de corrosion.

La protection cathodique est la technique qui permet de conserver dans son intégrité la surface extérieure des structures en acier enterrées ou immergées, en s'opposant au processus électrochimique d'attaque du métal par le milieu ambiant, c'est-à-dire **la corrosion**. Les canalisations acier constituent le champ d'application principal de cette protection. Les réseaux en acier, même anciens et dégradés, peuvent bénéficier de cette technique dans des conditions économiques admissibles.

➤ Pour protéger une canalisation en acier contre la corrosion, il existe deux moyens :

■ La protection **passive** dont le rôle est de créer une barrière électrique entre le métal des canalisations et le milieu environnant.

Cette barrière électrique peut être un revêtement (peinture, brai de houille, graisse) ou une manche en polyéthylène (plastique).

■ la protection **active** appelée aussi la protection cathodique complète la protection passive. Elle consiste à abaisser le potentiel de la surface du métal en contact avec le milieu électrolytique extérieur au-dessous du seuil de potentiel à partir duquel l'oxydation du métal devient négligeable.

Pour protéger une canalisation en Acier contre la corrosion, il existe deux moyens :

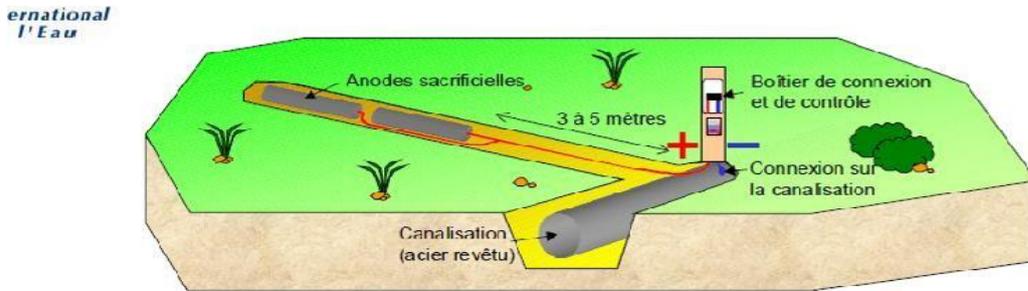
- Protection cathodique par anodes réactives ou sacrificielles
- Protection par soutirage de courant.

V-3-1 Protection passive : pose d'une manche polyéthylène

La protection des conduites enterrées en fonte contre les phénomènes de corrosion, peut être réalisée par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain naturel présente un risque de corrosion. La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m. Lorsqu'un branchement est effectué sur une tuyauterie protégée, la manche est incisée pour permettre la mise en place de la prise en charge et l'ensemble est enrobé dans une bande de polyéthylène de caractéristiques équivalentes à la manche utilisée.

V-3-2 Protection cathodique par anodes réactives ou sacrificielles

Le principe est d'associer une structure acier à un métal plus électronégatif que lui, cette association permet de créer une pile dont l'acier sera la cathode. L'autre métal, en l'occurrence l'anode de notre pile se corrodera naturellement. Les métaux utilisés couramment comme anodes réactives sont le magnésium, le zinc, l'aluminium.



Installation de protection cathodique par anodes galvaniques (sacrificielles)



Figure V-5 : Protection cathodique par anodes réactives ou sacrificielles

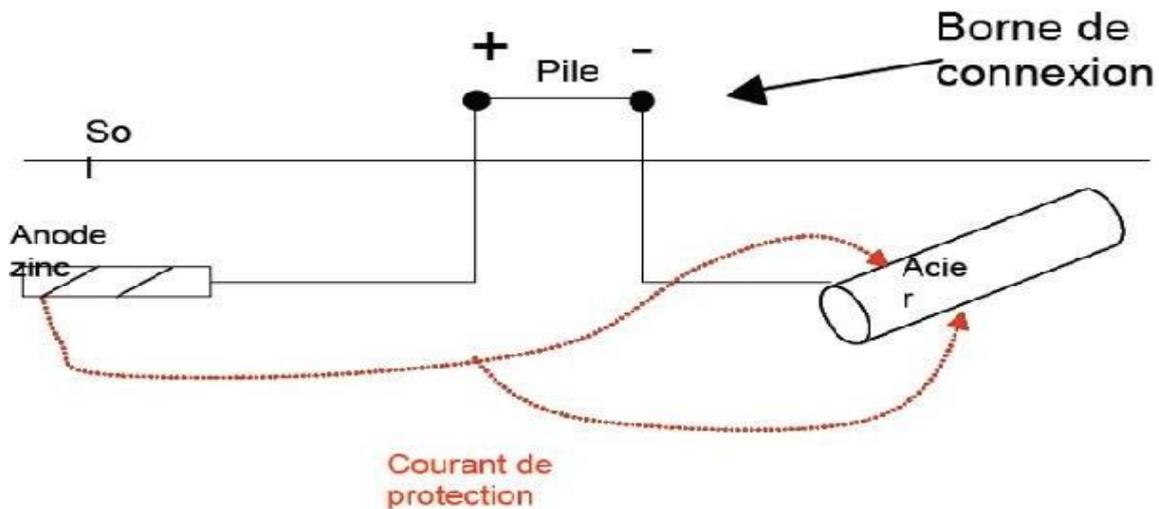


Figure V-6 : Schéma simplifié de la protection cathodique

Le contrôle de la protection (Figure V-7) sur site se fait en mesurant le potentiel d'une structure sous protection cathodique. Cette mesure s'effectue à l'aide d'une électrode de référence et d'un voltmètre.

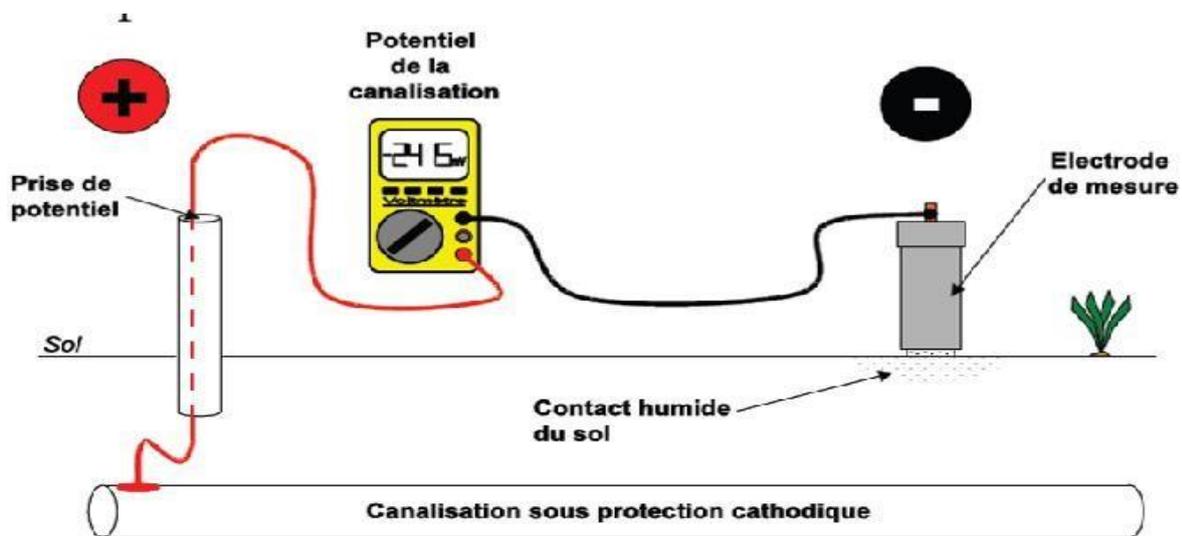


Figure V-7 : Contrôle de la protection sur site

V-3 -3 Protection par soutirage de courant

Le principe consiste à fournir à la canalisation reliée électriquement à une masse anodique composée de fer ou de graphite, un courant de protection là maintenant à un potentiel négatif.

L'abaissement de potentiel des canalisations à la valeur voulue est obtenu en connectant le réseau, en un ou plusieurs de ses points, au pôle négatif d'une source électrique de courant continu. Le champ électrique se répartit dans le sol, par la prise de terre ou déversoir.

Les électrons gagnent la canalisation et pénètrent par leur surface latérale, cheminent longitudinalement dans les conduites jusqu'à la connexion au pôle négatif du redresseur.

Il en résulte un abaissement de potentiel dans le réseau.

Cet abaissement de potentiel croît depuis les extrémités du réseau les plus éloignées de la connexion jusqu'au pôle négatif de l'alimentation pour être au maximum au droit de celle-ci. Il doit être suffisant pour que le critère de protection soit partout atteint et maintenu .

Ce type de protection est tout indiqué pour la protection des grands réseaux et offre une grande souplesse d'adaptation et de réglages.

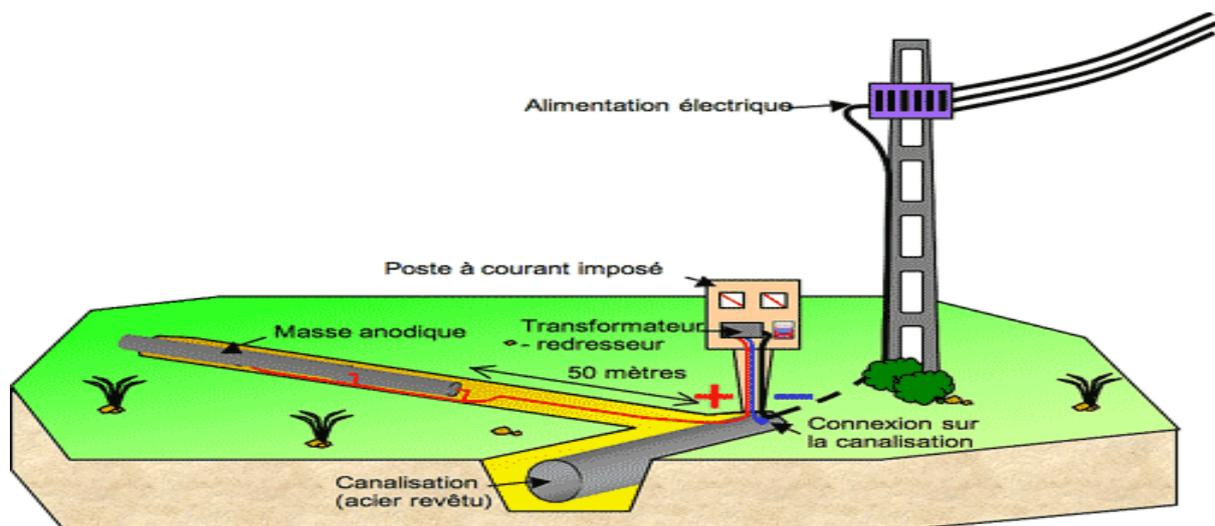


Figure V-8 : le courant imposé (ou soutirage de courant)

V-3-4 Conclusion concernant la protection cathodique

La décision d'installer un système de protection cathodique dépend de l'importance et de la forme de la structure, du type de revêtement, de la résistivité du sol et de son action corrosive du sol et de son action corrosive, de l'influence des infrastructures libérant des courants continus ou alternatifs (voies ferrées).

Pour un investissement minimum, l'exploitant d'une canalisation sous protection cathodique pourra régulièrement contrôler le niveau de potentiel électrique de la conduite par rapport au milieu environnant et, de ce fait, être alerté de toute dégradation accidentelle ou modification de l'environnement de la conduite : c'est **la surveillance cathodique**. Il assurera ainsi la pérennité de son réseau et de son investissement : c'est l'assurance vie du réseau.

V-4 Les accessoires de protection

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les ventouses (simple ou à double orifice), les vannes de vidange et de sectionnement

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vider une conduite ;
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.
- Soutirer des débits.

V-4-1 Les ventouses

Les ventouses permettent de protéger les réseaux d'eau en évacuant l'air piégé dans les canalisations. Leur corps en acier mécanosoudé revêtu époxy, et une partie mobile entièrement en matière plastique leur confèrent une excellente résistance à la corrosion.

Leur utilisation permet de réaliser des économies de pose de conduite : la conduite peut suivre le relief du terrain en évitant les surcoûts liés aux sur profondeurs (blindage de tranchée, rabattement de nappe, etc....) nécessaires pour suivre un profil de conduite régulier.



Figure V-9 : ventouse (cliché par Khalil 25.05.20022)



Figure V-10 : ventouse (cliché par Khalil 25.05.20022

V-4-2 Les vannes de vidange

- Vanne de branchement à obturateur vulcanisé élastomère avec passage optimisé
- Adapté à la vidange des conduites soumises au gel comme par exemple : les réseaux d'eau etc. ; en installation enterrée, prévoir un écoulement suffisant des eaux de vidange
- Système d'étanchéité (protection anti-infiltrations) : vidange automatique avec protection anti-infiltrations uniquement par fermeture complète de la vanne ; si la vanne est entièrement ou partiellement ouverte, la vidange reste fermé ; Non adapté aux sites avec un niveau de nappe supérieur à l'orifice de vidange
- Les taraudages sont équipés d'un joint de protection anticorrosion
- joints toriques à siège anti-corrosion
- Siège de roulement en laiton
- Chapeau fileté pour la tige de rallonge
- 100 % adapté au branchement enterré



Figure V-11 : vanne de vidange (cliché par Khalil 28.05.2022)

V-4-3 Les vannes de sectionnement

Les organes de sectionnement, composés par les robinets-vannes et par les robinets à papillons permettent d'interrompre la distribution en eau sur un tronçon de canalisations. Ce sectionnement peut intervenir dans le cadre d'opérations courantes d'exploitations, soit dans le cadre d'opérations d'urgence.

Les robinets-vannes sont conçus pour répondre à une fonctionnalité principale à savoir assurer une étanchéité et une manœuvrabilité optimale indépendamment du fluide. Pour ce faire, elles doivent avoir d'excellentes caractéristiques en termes de :

- Couple de serrage réduit
- Perte de charge limitée
- Durabilité (revêtement et cycle de fermeture)

Les robinets-vannes peuvent être installés en extérieur, enterrés, dans les chambres de vannes ou dans les bâtiments.

On rencontre sur les robinets-vannes deux types d'encombrement. On parle alors de vannes longues et de vannes courtes. Le robinet de prise en charge tout comme le robinet-vanne sont équipés d'un carré 30X30 pour être manipulables depuis l'extérieur grâce à une clé de manœuvre.

Le robinet-vanne peut servir dans la distribution d'eau, la défense incendie, l'irrigation et dans l'assainissement. Cette vanne doit répondre à des certifications comme la norme française NF et être certifiée ACS (attestation de conformité sanitaire). La fermeture est soit de type sens horaire, soit de type antihoraire.

Ces vannes peuvent être dans une chambre de vanne pour être accessibles. Elles présentent soit des configurations standard, entrées et sorties de même diamètre, soit des configurations 3 ou 4 voies.

Elles peuvent être manœuvrées par des clés de manœuvre (ou clés de barrage) quand elles sont enterrées ou équipées d'un volant lorsqu'elles se trouvent en chambre. Certaines sont également équipées d'une motorisation. En ce qui concerne la défense incendie, les robinets-vannes doivent répondre le plus souvent à la certification qualité FM (certification américaine) et peuvent être équipés de poteau indicateur indiquant l'état d'ouverture du robinet-vanne. Ce qui reste essentiel, pour l'installation d'un robinet-vanne, c'est la bride et son type de gabarit (ISO PN) pour pouvoir l'installer correctement sur le réseau. Certaines versions présentent entrée/sortie à bout mâle lisse en PEHD à souder.



Figure V-12 : vanne de sectionnement

V-5 Conclusion

Pour assurer une distribution ininterrompue de l'eau, il est indispensable d'installer différents appareils permettant de se prémunir de lourdes dégradations en cas de rupture de canalisation, de surpression ou dépression. Il existe des appareils accessibles dans des chambres pour pouvoir effectuer une maintenance préventive. Ces appareils ont pour objectif de réguler et de protéger la canalisation et pour garantir le bon fonctionnement.

Conclusion générale

À travers de ce travail qui intitulait « transfert des eaux à partir du Barrage Kef Eddir vers réservoir Damous. » Nous avons atteint plusieurs choses à savoir :

- Généralités et la description du barrage Kef Eddir.
- Exploitation et surveillance du barrage Kef Eddir.
- Le guide technique et les caractéristiques de l'eau traitée qui sort de la station de traitement.
- Comprendre les différents systèmes et moyens d'adduction.
- Le dimensionnement des stations du pompage et leur importance au système du transfert d'eau
- Les différents types, outils et les conceptions de protéger la canalisation contre plusieurs problèmes de terre et contre la corrosion.

Enfin, ce projet nous a permis d'appréhender plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver des solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et on espère que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : ANBT Agence nationale des barrages et transferts, « Exploitation, surveillance et maintenance du barrage Kef Eddir» Rapport final 60244607-EX00190Aout 2016- document interne. Damous. 2016
- [2] : [www. Wilaya de Tipaza. com](http://www.Wilaya de Tipaza. com) (www. Google .com)
- [3] : DELFI BILEL , ZAIDI KADDOUR « Etude du transfert des eaux à partir du barrage Kef Eddir (TIPAZA, CHLEF, AIN DEFLA) » Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Larbi Ben M'hidi – OUM EL BOUAGHI –, 2016.
- [4] : COSIDER, Fiche technique du projet Damous -Bureau de Contrôle et Suivi 2021 .
- [5] : BOURAHLA Abderrazak : « étude des transferts d'eau par raccordement au système mao pour l'alimentation en eau potable de sept agglomérations de la wilaya de Mostaganem ». Mémoire de Fin d'Etudes, ENSH , 2013 .
- [6] : Guide de pose des conduites d'eau potable Partie 5 : Acier . Ministère des Ressources en Eau Direction de l'Alimentation en Eau Potable,2014.
- [7] : COSIDER et ANBT, Procédure Essai Hydro Statique H38 Rév.2, 2022.
- [8] :COSIDER et ANBT, Note de calcul hydraulique tronçon SP1- SP2- R1 DAMOUS - Annexe complet-COSIDER et ANBT, 2021 .
- [9] : SNECOREP , Installations de pompage d'eau - Guide technique, 2010 .
- [10] : Note de calcul hydraulique en régime permanent couloir SP1 vers la bache de la SP2 et couloir SP2 vers le réservoir R1 [COSIDER et ANBT] 2022 .